

**NORMA
VENEZOLANA**

**COVENIN
1753 - 87**

**ESTRUCTURAS DE CONCRETO
ARMADO PARA EDIFICACIONES
ANALISIS Y DISEÑO**



**MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE EDIFICACIONES**



PROLOGO

De acuerdo a lo establecido en la Ley de Normas Técnicas y Control de Calidad, en su Artículo 15 y dado el CONVENIO firmado entre el Ministerio de Fomento, el Ministerio de Desarrollo Urbano, la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) y el Fondo para la Normalización y Certificación de Calidad (FONDONORMA) el 4 de marzo de 1980, en el cual se establece que la elaboración de Normas se hará en base a un procedimiento único y bajo la coordinación del Ministerio de Fomento.

La Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN, en su reunión Nº 6-87(84), del 08-12-87 aprobó la presente Norma, una vez concluída su etapa provisional, conservándose su contenido original. Esta Norma fue elaborada por la Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano.

I N T R O D U C C I O N

La Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano presenta las Normas para "ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO. ANÁLISIS Y DISEÑO", basadas en el Código "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)" del Instituto Americano del Concreto con las modificaciones que se consideraron pertinentes para adaptarlo a nuestro medio. Su filosofía es congruente con las Normas que estudia y ha venido publicando la Comisión.

Como una orientación al usuario de estas Normas se indican en las páginas correspondientes, mediante una línea vertical, los cambios más relevantes con respecto a la edición anterior, basada en el Código ACI 318-77. Al margen de las mejoras editoriales, presentamos a continuación un resumen de los aspectos más resaltantes modificados.

Así en el Capítulo 1 se clarifican los aspectos pertinentes a la organización de la Norma y se incorpora un nuevo Artículo referente a las disposiciones especiales para edificaciones antisísmicas.

En el Capítulo 2 se han revisado e incorporado algunas definiciones.

El Capítulo 4 se ha modificado casi en su totalidad, especialmente en lo concerniente a la dosificación y a los requisitos para exposición en condiciones especiales.

En el Capítulo 9 se indican los factores de mayoración a utilizar cuando se incorporan los efectos por sismo, según la Norma COVENIN-MINDUR 1756 vigente. También se suministran nuevos factores para el cálculo de las flechas a largo plazo.

En el Capítulo 10 se han revisado los procedimientos de magnificación de momentos para tomar en cuenta los efectos de esbeltez en los miembros solicitados a compresión.

En el Capítulo 11 se han revisado los métodos de diseño de Corte por Fricción y las disposiciones especiales para las ménsulas.

Del Capítulo 12 se han revisado las longitudes de desarrollo de barras con ganchos.

En esta edición figura por primera vez el Capítulo 18, el cual establece las prescripciones especiales para el diseño de elementos estructurales de edificaciones antisísmicas en concordancia con la Norma COVENIN-MINDUR 1756-82, "Edificaciones Antisísmicas".

El resto de los Capítulos no mencionados solo sufrieron modificaciones menores.

Caracas, enero 1985

POR LA COMISION DE NORMAS:

ING. NICOLAS COLMENARES, Presidente

ING. HENRIQUE ARNAL

ING. ARNIM DE FRIES

ING. JOSE A. DELGADO CH.

ING. SALOMON EPELBOIM

ING. JOSE GRASES

ING. CÉSAR HERNÁNDEZ

ING. CARMEN LOBO DE SILVA

Preparación de la Propuesta de Estudio: Ingenieros Eugenio Pollner y Arnaldo Gutiérrez.

La preparación de la Ponencia del Capítulo 18 estuvo a cargo de una Subcomisión integrada por los Ingenieros César Hernández, José Grases y Arnaldo Gutiérrez.

INDICE

PARTE 1 GENERALIDADES

CAPITULO 1 GENERALIDADES

1.1 VALIDEZ Y ALCANCE	1
1.2 CÁLCULOS Y PLANOS ESTRUCTURALES	1
1.3 INSPECCION	2
1.4 APROBACIÓN DE SISTEMAS DE DISEÑO O DE CONSTRUCCION NO TRADICIONALES	2
1.5 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EDIFICACIONES ANTISISMICAS	2

CAPITULO 2 DEFINICIONES

2.1 GENERALIDADES	4
-------------------	---

PARTE 2 ESPECIFICACIONES PARA ENSAYOS Y MATERIALES

CAPITULO 3 MATERIALES

3.0 NOTACION	11
3.1 ENSAYOS DE MATERIALES	11
3.2 CEMENTOS	11
3.3 AGREGADOS	11
3.4 AGUA	12
3.5 ACERO DE REFUERZO	12
3.5.1	12
3.5.2	13
3.5.3 Armadura Estriada	13
3.5.4 Armadura Lisa	14
3.5.5 Acero Estructural, Tubos de Acero	14
3.6 ADITIVOS	15
3.7 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES	15
3.8 ESPECIFICACIONES CITADAS EN ESTAS NORMAS	15

PARTE 3 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

CAPITULO 4 CALIDAD DEL CONCRETO

4.0 NOTACION	18
4.1 GENERALIDADES	18
4.2 SELECCIÓN DE LAS PROPORCIONES DE LA MEZCLA DE CONCRETO	19
4.3 DOSIFICACIÓN EN BASE A LA EXPERIENCIA EN OBRA Y/O MEZCLAS DE TANTEO	19
4.3.1 Desviación Estándar	19
4.3.2 Resistencia Promedio Requerida	20

4.3.3	Procedimiento para Justificar la Dosificación	21
4.4	DOSIFICACION POR MEDIO DE LA RELACION AGUA/CEMENTO	22
4.5	REQUISITOS PARA EXPOSICION A CONDICIONES ESPECIALES	23
4.6	REDUCCION DE LA RESISTENCIA PROMEDIO	26
4.7	EVALUACION Y ACEPTACION DEL CONCRETO	27
4.7.1	Frecuencia de los Ensayos	27
4.7.2	Ensayos de Probetas Curadas en el Laboratorio	27
4.7.3	Ensayos de Probetas Curadas en Obra	28
4.7.4	Investigación de los Resultados de Ensayos de Baja Resistencia	28

CAPITULO 5 MEZCLADO Y VACIADO DEL CONCRETO

5.1	PREPARACION DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE VACIADO	30
5.2	MEZCLADO DEL CONCRETO	30
5.3	TRANSPORTE	31
5.4	VACIADO	31
5.5	CURADO	31
5.5.1		31
5.5.2		32
5.5.3	Curado Acelerado	32
5.5.4		32
5.6	REQUISITOS PARA VACIADO EN TIEMPO CALUROSO	32

CAPITULO 6 ENCOFRADOS, TUBERIAS EMBUTIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCION

6.1	DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS	33
6.2	DESENCOFRADO Y DESAPUNTALAMIENTO	33
6.3	TUBERIAS Y CONDUCTOS EMBUTIDOS EN CONCRETO	34
6.4	JUNTAS DE CONSTRUCCION	35

CAPITULO 7 DETALLES DEL REFUERZO

7.0	NOTACION	37
7.1	GANCHOS	37
7.2	DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLEZ	37
7.3	DOBLADO	38
7.4	CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO	38
7.5	COLOCACION DE LAS ARMADURAS	38
7.6	SEPARACION DEL REFUERZO	39
7.6.1		39
7.6.2		39

7.6.3	39
7.6.4	39
7.6.5	40
7.6.6 Grupos de Barras	40
7.7 RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO	40
7.7.1 Concreto Vaciado en Sitio	40
7.7.2 Concreto Prefabricado Producido Bajo las Condiciones de Control en Planta	40
7.7.3 Grupos de Barras	40
7.7.4 Ambientes Corrosivos	41
7.7.5	41
7.7.6 Protección Contra el Fuego	42
7.8 DETALLES ESPECIALES PARA COLUMNAS	42
7.8.1 Barras No Alineadas	42
7.8.2 Núcleos Metálicos	42
7.9 NODOS	43
7.10 ARMADURA TRANSVERSAL PARA MIEMBROS COMPRIMIDOS	43
7.10.1	43
7.10.2	43
7.10.3	43
7.10.4 Zunchos	43
7.10.5 Ligaduras	44
7.11 ARMADURA TRANSVERSAL EN LOS ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	45
7.12 ARMADURA DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA	45

PARTE 4 REQUISITOS GENERALES

CAPITULO 8 ANALISIS Y DISEÑO - CONSIDERACIONES GENERALES 47

8.0 NOTACION	47
8.1 METODOS DE DISEÑO	48
8.2 ACCIONES	48
8.3 METODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL	48
8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTÍNUOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	50
8.5 MODULOS DE ELASTICIDAD	51
8.6 RIGIDEZ	51
8.7 LUZ DE CALCULO	51
8.8 ESTRUCTURAS APORTICADAS	51
8.8.1 Distribución de la Carga Variable	52

8.8.2 Vigas	52
8.8.3 Columnas	52
8.9 VIGAS T	53
8.10 ENTREPIOS NERVADOS	54
8.11 REVESTIMIENTO DE PISOS	55

CAPITULO 9 REQUISITOS PARA LA RESISTENCIA Y LAS CONDICIONES DE SERVICIO

9.0 NOTACION	56
9.1 GENERALIDADES	58
9.2 RESISTENCIA REQUERIDA	58
9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO	60
9.4 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA LA ARMADURA	61
9.5 CONTROL DE LAS FLECHAS	61
9.5.1	61
9.5.2 Elementos Armados en una Dirección	61
9.5.3 Sistemas Estructurales Armados en Dos Direcciones	65
9.5.4 Construcción Compuesta	66

CAPITULO 10 FLEXION Y CARGAS AXIALES

10.0 NOTACION	69
10.1 ALCANCE	69
10.2 HIPOTESIS DE DISEÑO	69
10.3 PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES	70
10.3.1	70
10.3.2	70
10.3.3	70
10.3.4 Diseño de Miembros Sometidos a Carga Axial	71
10.3.5 Diseño de Miembros Sometidos a Carga Axial y Momento Flector	71
10.4 DISTANCIA ENTRE ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION	71
10.5 ARMADURA MINIMA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION	71
10.6 DISTRIBUCION DE LAS ARMADURAS DE FLEXION EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCION	72
10.7 VIGAS-PARED	
10.8 SECCION EFECTIVA DE MIEMBROS COMPRIMIDOS	73
10.8.1 Miembros Comprimidos Aislados con Hélices Múltiples	73
10.8.2 Miembros Comprimidos que se Construyen Monolíticamente con Muros	73
10.8.3 Sección Circular Equivalente de Miembros Comprimidos	73

10.8.4	Area Efectiva Mínima	74
10.9	LIMITES PARA LAS ARMADURAS DE MIEMBROS COMPRIMIDOS	74
10.10	EFFECTOS DE ESBELTEZ EN LOS MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION	74
10.11	EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ	75
10.11.1	Longitud no Arriostrada de Miembros Comprimidos	75
10.11.2	Longitud Efectiva de Miembros Comprimidos	75
10.11.3	Radios de Giro	75
10.11.4	Consideración de los Efectos de Esbeltez	75
10.11.5	Magnificación de Momentos	75
10.11.6	Magnificación de Momentos para Miembros Sometidos a Flexión	77
10.11.7	Magnificador de Momentos δ para Flexión Biaxial	77
10.12	TRANSMISION DE LAS CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVES DEL SISTEMA DE ENTREPISO	77
10.13	MIEMBROS MIXTOS COMPRIMIDOS	78
10.13.1		78
10.13.2		78
10.13.3		78
10.13.4		78
10.13.5		78
10.13.6	Núcleos de Concreto Embutidos en Perfiles Tubulares de Acero Estructural	79
10.13.7	Armadura Helicoidal Alrededor de un Núcleo de Acero Estructural	79
10.13.8	Ligaduras Alrededor de los Núcleos de Acero Estructural	79
10.14	RESISTENCIA DEL CONCRETO AL APLASTAMIENTO	80
CAPITULO 11 CORTE Y TORSION		
11.0	NOTACION	81
11.1	RESISTENCIA AL CORTE	84
11.2	CONCRETO LIVIANO	85
11.3	RESISTENCIA ASIGNADA AL CONCRETO	86
11.4	RESISTENCIA AL CORTE ASIGNADA A LAS ARMADURAS	87
11.4.1	Tipos de Armaduras de Corte	87
11.4.2		87
11.4.3		88
11.4.4	Límites de Separación para las Armaduras de Corte	88
11.4.5	Armadura Mínima de Corte	88
11.4.6	Diseño de las Armaduras de Corte	89

CAPITULO 10 FLEXION Y CARGAS AXIALES

10.0 NOTACIÓN

- a = Altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos tal como se define en la Sección 10.2.7.
- A = Area efectiva del concreto en tracción que rodea la armadura de flexión traccionada, y que tiene el mismo baricentro que tal armadura, dividida por el número de barras o alambres, cm^2 . Cuando la armadura de flexión se compone de barras o alambres de diferentes diámetros, el número de barras o alambres se calculará como el área total de la armadura dividido por el área del alambre o barra más grande que se utilice.
- A_c = Area del núcleo de un miembro comprimido zunchado, medida hasta el diámetro exterior del zuncho, cm^2 .
- A_g = Area total de la sección, cm^2 .
- A_s = Area de la armadura en tracción, cm^2 .
- A_{st} = Area total de la armadura longitudinal, (barras o perfiles de acero), cm^2 .
- A_t = Area de perfil de acero estructural, tubo o perfiles tubulares en una sección mixta, cm^2 .
- A_1 = Area cargada.
- A_2 = Area máxima de la base de un tronco de pirámide o cono contenido completamente dentro del apoyo que es geométricamente similar y concéntrica con el área cargada.
- b = Ancho de la zona comprimida de la sección, cm .
- c = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el eje neutro, cm .
- C_m = Factor que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura traccionada, cm .
- d_c = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más cerca de ella, cm .
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto, kgf/cm^2 . Véase la Sección 8.5.1.

12.15	EMPALMES DE BARRAS SOMETIDAS A COMPRESION	116
12.16	REQUISITOS ESPECIALES PARA LOS EMPALMES EN LAS COLUMNAS	117
12.17	EMPALMES DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES ESTRIADOS SOMETIDAS A TRACCION	118
12.18	EMPALMES DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOMETIDAS A TRACCION	118

PARTE 5 ELEMENTOS O SISTEMAS ESTRUCTURALES

CAPITULO 13 PLACAS

13.0	NOTACION	119
13.1	ALCANCE	120
13.2	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	120
13.2.1	Disposiciones Generales	120
13.2.2	Disposiciones Especiales para Placas sin Vigas	121
13.2.3	Distribución de las Cargas Variables	122
13.3	ARMADURA DE LAS PLACAS	122
13.3.1	Disposiciones Generales	122
13.3.2	Disposiciones Especiales para las Placas con Vigas	123
13.3.3	Disposiciones Especiales para las Placas sin Vigas	123
13.4	ABERTURAS EN PLACAS	124
13.4.1	Disposiciones Generales	124
13.4.2	Disposiciones para Aberturas en Placas sin Vigas	124

CAPITULO 14 MUROS ESTRUCTURALES

14.0	NOTACION	127
14.1	ALCANCE	127
14.2	GENERALIDADES	127
14.3	ARMADURAS MINIMAS	128
14.4	DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES COMO MIEMBROS COMPRIMIDOS	129
14.5	METODO EMPIRICO	129
14.6	MUROS NO PORTANTES	130
14.7	MUROS ESTRUCTURALES COMO VIGAS DE FUNDACION	130

CAPITULO 15 FUNDACIONES

15.0	NOTACION	131
15.1	ALCANCE	131
15.2	CARGAS Y REACCIONES	131
15.3	ZAPATAS Y CABEZALES QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES CON SECCION EN FORMA DE CIRCULO O POLIGONO REGULAR	131

15.4	MOMENTOS FLECTORES EN LAS ZAPATAS Y CABEZALES	131
15.5	FUERZAS CORTANTES EN LAS ZAPATAS Y CABEZALES	132
15.6	LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS EN ZAPATAS Y CABEZALES	133
15.7	ESPEORES MÍNIMOS DE LAS ZAPATAS Y CABEZALES	134
15.8	TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS EN LAS BASES DE LAS COLUMNAS, MUROS ESTRUCTURALES, O PEDESTALES	134
15.9	ZAPATAS Y CABEZALES CON SUPERFICIES INCLINADAS O ESCALONADAS	135
15.10	ZAPATAS Y CABEZALES COMBINADOS Y PLACAS DE FUNDACION	135

CAPITULO 16 MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXION

16.0	NOTACION	136
16.1	ALCANCE	136
16.2	GENERALIDADES	136
16.3	APUNTALAMIENTOS	137
16.4	RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL	137
16.5	RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL	137
16.6	ARMADURAS PARA RESISTIR CORTE HORIZONTAL	138

PARTE 6 CONSIDERACIONES ESPECIALES

CAPITULO 17 EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS

17.0	NOTACION	139
17.1	EVALUACION DE LA RESISTENCIA - GENERALIDADES	139
17.2	ESTUDIOS ANALITICOS	139
17.3	REQUISITOS GENERALES PARA LAS PRUEBAS DE CARGA	140
17.4	PRUEBAS DE CARGA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION	140
17.5	MIEMBROS QUE NO SEAN VIGAS, LOSAS NI PLACAS	141
17.6	DISPOSICIONES PARA REDUCIR EL NIVEL DE CARGA	141
17.7	SEGURIDAD	141

CAPITULO 18 PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISISMICAS

18.0	NOTACION	142
18.1	GENERALIDADES	145
18.1.1	Validez y Alcance	145
18.1.2	Análisis y Diseño	145
18.1.3	Materiales	146

18.2 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN	147
18.2.1 Alcance	147
18.2.2 Armadura Longitudinal	147
18.2.3 Armadura Transversal	148
18.3 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	150
18.3.1 Alcance	150
18.3.2 Mínima Resistencia a Flexión de las Columnas	150
18.3.3 Armadura Longitudinal	151
18.3.4 Armadura Transversal	151
18.3.5 Miembros de Pórticos Diagonalizados	153
18.4 JUNTAS VIGA-COLUMNA	154
18.4.1 Generalidades	154
18.4.2 Armadura Transversal de Confinamiento	154
18.4.3 Verificación por Fuerza Cortante	155
18.4.4 Longitudes de Anclaje de Barras en Tracción	155
18.5 MUROS ESTRUCTURALES	156
18.5.1 Validez y Alcance	156
18.5.2 Armaduras	156
18.5.3 Miembros de Borde	156
18.5.4 Fuerza Cortante	157
18.5.5 Dinteles	158
18.5.6 Juntas de Construcción	159
18.6 DIAFRAGMAS Y CERCHAS	159
18.6.1 Alcance	159
18.6.2 Hipótesis para el Análisis	159
18.6.3 Armaduras	159
18.6.4 Miembros de Borde en Diafragmas	159
18.7 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS	160
18.7.1 Alcance	160
18.7.2 Requerimientos Mínimos	160
18.7.3 Columnas Secundarias	160
18.8 REQUERIMIENTOS PARA EL NIVEL DE DISEÑO 2	160
18.8.1 Generalidades	160
18.8.2 Elementos Sometidos a Flexión	161
18.8.3 Elementos Sometidos a Flexión y Carga Axial	162
18.8.4 Losas	162
18.8.5 Fuerza Cortante de Diseño	163

ARTICULADO

PARTE 1 GENERALIDADES

CAPITULO 1 REQUISITOS GENERALES

1.1 VALIDEZ Y ALCANCE

1.1.1 Estas Normas establecen los requisitos mínimos para el proyecto y ejecución de cualquier estructura de concreto armado para edificaciones que se proyecte o construya en el territorio nacional.

1.1.2 Estas Normas se aplican a todos los aspectos relativos al cálculo, el diseño, la ejecución, y a las propiedades y control de calidad de los materiales. Estas Normas se complementan con otras, así como con las Especificaciones y los Reglamentos originados o aceptados por el Ministerio del Desarrollo Urbano y prevalecen en caso de discrepancias con éstos.

1.1.3 Cuando sea procedente, estas Normas o algunas de sus partes, se aplicarán al proyecto y ejecución de estructuras para silos, elevadores de granos, tanques, depósitos, estructuras a prueba de explosivos, etc., sin perjuicio de otros criterios técnicos específicos a los fines de la obra.

1.1.4 Quedan excluidas de estas Normas:

- Las estructuras o miembros de concreto en masa.
- Los concretos con pesos unitarios inferiores a 1400 kgf/m^3 .
- Los miembros expuestos a temperaturas superiores a los 100°C .
- Las estructuras o miembros de concreto pretensado.
- Las fundaciones profundas tales como pilotes y pilas.

1.1.5 Estas Normas están divididas en Capítulos, Artículos, Secciones y Subsecciones, identificados respectivamente con uno a cuatro dígitos. En los Comentarios denotados por las iniciales C-, se encuentran razones, explicaciones adicionales y figuras que complementan el Articulado y ayudan a la interpretación y uso de estas Normas, incluyéndose referencias especializadas al final de cada Capítulo. Las Tablas y Figuras se identifican con los dígitos correspondientes a la división donde se citan.

1.1.6 La notación empleada en estas Normas se detalla en cada Capítulo acorde con la Notación Internacional ACI-CEB-FIP.

1.1.7 Se utiliza como sistema de unidades el Sistema Metro-Kilogramo Fuerza-Segundo, prefiriéndose el kilogramo fuerza (kgf), el centímetro (cm) y sus combinaciones.

1.2 CALCULOS Y PLANOS ESTRUCTURALES

1.2.1 Los originales de los planos estructurales, detalles típicos y especificaciones para toda construcción de concreto armado deberán llevar la firma del

Ingeniero Proyectista y se entregarán a la autoridad competente. Estos planos, detalles y especificaciones deberán indicar:

- a. Identificación y fecha de elaboración, y las normas utilizadas en el proyecto estructural;
- b. Acciones previstas en el diseño;
- c. Resistencias especificadas para el concreto a edades o etapas de construcción determinadas;
- d. Resistencias especificadas o grados de las armaduras;
- e. Dimensiones y posición de todos los elementos estructurales y sus armaduras;
- f. Tipo y ubicación de los empalmes de las armaduras;
- g. Las medidas a adoptar para tener en cuenta los cambios dimensionales producidos por la fluencia, la retracción y la temperatura, cuando sea procedente.

1.2.2 Los originales de los cálculos también se entregarán con los planos, a la autoridad competente. Cuando se emplee un procesamiento electrónico de datos, sus resultados formarán parte integrante de los cálculos y deberá estar claramente identificada la información de entrada y salida. La autoridad competente podrá exigir, cuando lo considere conveniente, las hipótesis en las cuales se basan los programas empleados. Los cálculos pueden complementarse con análisis de modelos, quedando a juicio de la autoridad competente decidir sobre la validez de los mismos.

1.3 INSPECCION

1.3.1 Las obras de concreto armado serán inspeccionadas por el Profesional Responsable que designe la autoridad competente, quien exigirá el estricto cumplimiento de lo indicado en las memorias, planos y especificaciones del proyecto, y de lo pautado en las Normas vigentes.

1.4 APROBACION DE SISTEMAS DE DISEÑO O DE CONSTRUCCION NO TRADICIONALES

Los patrocinadores de cualquier sistema de diseño o de construcción dentro del alcance de estas Normas, cuya idoneidad técnica haya sido demostrada por el éxito de su empleo, o por análisis, o por ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de estas Normas, o no esté explícitamente tratado en las mismas, tendrán la obligación de presentar los datos en que se basa su diseño a la autoridad competente, quien resolverá al respecto.

1.5 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EDIFICACIONES ANTISISMICAS

1.5.1 Los Niveles de Diseño requeridos en las distintas zonas sísmicas serán los prescritos en la Norma para "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756.

1.5.2 Las edificaciones clasificadas en los Niveles de Diseño 2 y 3 deberán satisfacer las disposiciones del Capítulo 18. Véase la Sección 18.1.1.

1.5.3 Las edificaciones clasificadas en el Nivel de Diseño 1 no requieren la aplicación de las prescripciones para el diseño en zonas sísmicas contempladas en el Capítulo 18.

CAPITULO 2 DEFINICIONES

2.1 GENERALIDADES

A continuación se definen los términos de uso general en estas Normas.

Las definiciones especializadas aparecen en los Capítulos correspondientes.

ABACO: Incremento del espesor de la losa sobre columnas o capiteles.

ACCIONES: Los fenómenos que producen cambios en el estado de esfuerzos o deformaciones en algún elemento de un edificio, tales como cargas, asentamientos, efectos de temperatura y reológicos, etc.

ACCIONES MAYORADAS: Son las que resultan de aplicar a las cargas y fuerzas de diseño los factores del Capítulo 9.

ADITIVO: Material diferente del cemento, agregados o agua que se incorpora en pequeñas cantidad al concreto antes o durante su mezcla, para modificar algunas de sus propiedades.

AGREGADO: Material granular inerte el cual se mezcla con cemento hidráulico y agua para producir concreto.

AGREGADO LIVIANO: Agregado con un peso seco suelto de 1100 kgf/m^3 , o menor.

ALAMBRE: Armadura que cumple con las especificaciones de la Norma COVENIN 505.

ALTURA ÚTIL: En las secciones de los miembros sometidos a flexión es la distancia de la fibra más comprimida hasta el baricentro de las armaduras en tracción.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL: Determinación de las solicitaciones en los elementos de una estructura.

ANCLAJE (EXTREMO): Longitud del refuerzo, o un anclaje mecánico, o un gancho o una combinación de los mismos, necesario para transmitir el esfuerzo de la barra a la masa de concreto.

ARMADURA: Acero en forma de barras, mallas o alambres que cumplen con el Artículo 3.5.

ARMADURA ESTRIADA: Barras estriadas; mallas soldadas de barras estriadas, alambre estriado; mallas soldadas de alambre estriado y mallas soldadas de alambre liso. Véase la Sección 3.5.3.

ARMADURA HELICOIDAL: Armadura continuamente enrollada en forma de hélice cilíndrica.

ARMADURA LISA: Armadura que no cumple con la definición de armadura estriada.

ARMADURA DE CONFINAMIENTO: Es la armadura transversal en un miembro de concreto armado constituido por estribos o ligaduras cerradas, cuyos extremos son de 135° y tienen una extensión de 10 diámetros.

BARRA: Armadura que cumple con las especificaciones correspondientes del Artículo 3.5.

BARRA ESTRIADA: Barra con núcleo de sección circular en cuya superficie existen resaltos que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, que cumple con las prescripciones de la Sección 3.5.3. Véase Armadura Estriada.

BARRA LISA. Barra de sección transversal sin resaltos o nervios especiales, que cumple con las prescripciones de la Sección 3.5.4.

CABILLA: Véase Barra.

CAPACIDAD RESISTENTE: La carga máxima que se alcanza cuando se ha formado un número suficiente de zonas cedentes a fin de permitir que la estructura se deforme plásticamente sin incremento de carga adicional. La capacidad resistente se obtiene con el área de acero cuyo detalle aparece indicado en los planos.

CARGA DE SERVICIO: Las cargas sin factores de mayoración, prescritas en la Norma "Acciones Mínima para el Proyecto de Edificaciones" COVENIN-MINDUR 2002.

CARGA (ACCION) MAYORADA: Carga (Acción) de servicio multiplicada por los factores de mayoración apropiados, indicados en estas Normas.

CARGA PERMANENTE: Es la debida al peso propio de la estructura y de todos los materiales o elementos constructivos soportados por ella en forma permanente, tales como pavimentos, rellenos, paredes, friso, instalaciones fijas, etc..

CARGA VARIABLE: Es la carga debida a ocupación o uso habitual de la estructura, incluyendo los tabiques removibles y las grúas móviles.

COLUMNA: Elemento estructural utilizado principalmente para soportar la carga axial de compresión acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su menor dimensión lateral.

COMBINACIONES DE ACCIONES: Son las combinaciones de las solicitaciones debidas a las acciones mayoradas especificadas en el Capítulo 9.

CONCRETO: Mezcla de cemento Portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso, y agua, con o sin aditivos.

CONCRETO ARMADO: Concreto que contiene el refuerzo metálico adecuado, diseñado bajo la suposición de que los dos elementos actuarán conjuntamente para resistir las fuerzas a las cuales está sometido.

CONCRETO ESTRUCTURAL: Es un concreto armado que cumple con los requisitos de calidad del Capítulo 4.

CONCRETO ESTRUCTURAL LIVIANO: Concreto que contiene agregado liviano cuyo peso unitario secado al aire determinado según lo especificado en la Norma COVENIN 1975 "Método de Ensayo para Determinar el Peso Unitario de Concreto Estructural Liviano", no exceda de 1800 kgf/m^3 . En esta Norma, un concreto liviano sin arena natural se denomina "concreto totalmente liviano" y un concreto liviano cuyos agregados finos sean arenas de peso normal se denomina "concreto liviano con arena".

CONCRETO PREFABRICADO: Concreto sin armar o armado que ha sido vaciado en un lugar diferente al de su ubicación final en la estructura.

COVENIN: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

CURADO DEL CONCRETO: Procedimiento que asegura la temperatura y humedad necesarias para que se cumplan los procesos de fraguado y endurecimiento en condiciones óptimas. Véase la Norma COVENIN 338 "Método para la Elaboración, Curado y Ensayo de Probetas Cilíndricas de Concreto".

DIAFRAGMA: Es una parte de la estructura, generalmente horizontal, dispuesta para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema destinado a soportar las acciones sísmicas.

DISEÑO ESTRUCTURAL: Dimensionamiento definitivo de las secciones de los elementos estructurales y detalles del refuerzo.

DUCTILIDAD: Es la capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable de su capacidad resistente (véase la definición de Factor de Ductilidad).

EFFECTO P- Δ : Efecto de segundo orden producido por las cargas axiales y las flechas laterales sobre los momentos flectores en los miembros.

EMPALME SOLDADO TOTAL: Es la unión soldada a tope de barras con capacidad para desarrollar en tracción al menos un 125 por ciento de la resistencia cedente especificada f_y de las barras.

ENTREPISO: Conjunto de elementos de la superestructura (losa, placas, vigas) destinado a resistir las cargas verticales normales a su plano y actúa como diafragma horizontal en el sistema estructural que resiste las cargas laterales.

ESFUERZO: Fuerza por unidad de área.

ESTRIBO: Refuerzo transversal usado para resistir los esfuerzos de corte y torsión estructurales. Generalmente se reserva el término "estribo" para el refuerzo transversal de las vigas y "liadura" para el refuerzo transversal de las

columnas.

ESTRIBOS O LIGADURAS DE UNA RAMA: Son barras rectas con ganchos en sus dos extremos, uno doblado a 135° y con una extensión por lo menos de 10 diámetros y el otro doblado a 90° con una extensión por lo menos de 6 diámetros. Estos ganchos deben ceñir las barras longitudinales perimetrales. Véase el Capítulo 18.

ESTRUCTURA: Conjunto de elementos cuya función es resistir y transmitir las cargas al suelo de apoyo.

ESTRUCTURA PRIMARIA: Es el sistema formado por elementos estructurales no removibles (pórticos, vigas, muros estructurales, etc.), destinados a resistir la totalidad de las cargas que actúan sobre la estructura.

FACTOR DE DUCTILIDAD: Es un valor que describe la ductilidad global esperada del sistema resistente a sismos, el cual cuantifica la relación entre los desplazamientos máximos reales y los desplazamientos calculados suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura.

FACTORES DE MAYORACIÓN: Factores empleados para incrementar las cargas (acciones) y obtener las resistencias mínimas requeridas.

FACTOR DE MINORACIÓN: Factor ϕ empleado para reducir la resistencia a la rotura o nominal, y obtener la resistencia de diseño.

FRANJA CENTRAL: Es la franja intermedia limitada lateralmente por dos franjas de columnas. Véase el Capítulo 13.

FRANJA DE COLUMNA: A los efectos de diseño se define como franja de columna aquella que tiene un ancho de $0.25 \ell_1$ ó $0.25 \ell_2$ a cada lado del eje de la columna, el que sea menor. La franja de columna incluirá la viga, si la hubiere. Véase el Capítulo 13.

FUERZAS LATERALES ESPECIFICADAS: Son las fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes prescritas por la Norma "Edificaciones Antisísmicas" COVENIN-MINDUR 1756.

FUNVISIS: Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas.

GRUPO DE BARRAS: Agrupamiento de 3 barras individuales como mínimo y de 4 barras como máximo.

LONGITUD DE DESARROLLO: Longitud del refuerzo embebido en el concreto requerida para desarrollar la resistencia prevista en el diseño del refuerzo en una sección crítica. Véase la Sección 9.3.3.

LOSA MACIZA: Estructura monolítica de dimensiones preponderantes en los sentidos longitudinal y transversal, armada en una sola dirección.

LOSA NERVADA: Estructura formada por un sistema de nervios paralelos ligados por una losa maciza de espesor pequeño.

LUZ DE CALCULO: Véase el Artículo 8.7.

MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SUJETOS A FLEXIÓN: Miembros de concreto sujetos a flexión, formados por elementos prefabricados o vaciados en sitio, contruídos en diferentes vaciados, pero interconectados de tal manera que todos los elementos actúen como una sola unidad.

MIEMBRO DE BORDE: Es la parte de muros y diafragmas a lo largo de sus bordes, con refuerzo longitudinal y transversal, con o sin incremento de espesor. Los bordes de aberturas en muros y diafragmas pueden requerir este tipo de miembros.

MIEMBROS MIXTOS: Son los miembros formados por perfiles de acero estructural o tubos y concreto, conectados de tal manera que ambos materiales actúen como una unidad. Véase el Artículo 10.13.

MINDUR: Ministerio del Desarrollo Urbano.

MÓDULO DE ROTURA: Es el valor aparente del esfuerzo de tracción de una viga de concreto, debido a una carga que produce la rotura en flexión, suponiendo condiciones de elasticidad y homogeneidad del material. Véase la Subsección 9.5.2.3.

MOMENTO DE AGOTAMIENTO: Momento resistente máximo de una sección.

MOMENTO POSITIVO: El que produce esfuerzos de tracción en la cara inferior de vigas y placas.

MOMENTO NEGATIVO: El que produce esfuerzos de tracción en la cara superior de vigas y placas.

MURO ESTRUCTURAL: Es aquel muro especialmente diseñado para resistir combinaciones de cortés, momentos y fuerzas axiales inducidas por los movimientos sísmicos y/o las acciones gravitacionales.

NIVEL DE BASE: Es el nivel de la edificación donde se admite que las acciones sísmicas se transmiten a la estructura.

NIVEL DE DISEÑO: Es un conjunto de prescripciones normativas asociados a un determinado factor de ductilidad, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

PANEL: Una parte de la placa limitada en todos sus bordes por los ejes de las columnas, vigas o muros. Véase el Capítulo 13.

PARED: Véase Muro Estructural.

PEDESTAL: Miembro vertical de compresión cuya relación de altura libre a la menor dimensión lateral promedio, sea menor que 3.

PLACA: Toda pieza de pequeño espesor comparado con sus otras dimensiones, y que, por sus especiales condiciones de apoyo esté sometida a un estado doble de flexión. (Está armada en dos direcciones).

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

PORTICO: Sistema estructural constituido por vigas y columnas.

PORTICO DIAGONALIZADO: Es el sistema tipo celosía vertical o equivalente, dispuesto para resistir las acciones sísmicas y en los cuales los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales.

PREDIMENSIONADO: Dimensión tentativa de las secciones.

PROFESIONAL RESPONSABLE: El profesional debidamente autorizado por la autoridad competente para actuar como representante en la obra. Podría ser el Ingeniero Projectista o el Ingeniero Residente según sea el caso.

PROYECTO ESTRUCTURAL: Conjunto de análisis y diseño estructural.

PUNTO CEDENTE: Véase Resistencia Cedente.

ROTULA (ARTICULACIÓN) PLÁSTICA: Una zona de cedencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando alcanza el momento de agotamiento. En tal estado la sección gira como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento de agotamiento.

REFUERZO: Véase Armadura.

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA DEL CONCRETO: Es la resistencia a la tracción del concreto, f_{ct} , determinada según la Norma COVENIN 341. Véase la Sección 4.1.5.

RESISTENCIA CEDENTE: Es el esfuerzo de cedencia mínimo especificado o punto de cedencia del refuerzo, expresada en kgf/cm^2 . La resistencia cedente o punto de cedencia se determinará en tracción, de acuerdo con las especificaciones COVENIN que sean aplicables y citadas en el Artículo 3.5 de estas Normas.

RESISTENCIA DE DISEÑO: Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia. Véase el Artículo 9.3.

RESISTENCIA ESPECIFICADA DEL CONCRETO A LA COMPRESION: Resistencia a la compresión del concreto f'_c usada para el diseño y evaluada de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 4, expresada en kgf/cm^2 .

RESISTENCIA NOMINAL: Resistencia de un miembro o una sección transversal calculada de acuerdo con las previsiones e hipótesis del método de resistencia de diseño de estas Normas, sin la aplicación de cualquier factor de minoración. Véase la Sección 9.3.1.

RESISTENCIA REQUERIDA: Resistencia de un miembro o de una sección transversal requerida para resistir las cargas o solicitaciones mayoradas, según las combinaciones estipuladas en estas Normas. Véase el Artículo 9.1.1.

SISTEMA RESISTENTE A SISMOS: Es aquella parte del sistema estructural que se considera, suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.

TENACIDAD: Es la capacidad de absorber energía de deformación ("toughness").

TERCEO: Cantidad de concreto contenida en una sola operación de la mezcladora.

VIGA: Elemento estructural cuya sollicitación principal es el momento flector, acompañado o no de cargas axiales.

PARTE 2 ESPECIFICACIONES PARA ENSAYOS Y MATERIALES

CAPITULO 3 MATERIALES

3.0 NOTACIÓN

d_b = Diámetro nominal de la barra, cm.

f_y = Resistencia cedente especificada en armadura, kgf/cm²

3.1 ENSAYOS DE MATERIALES

3.1.1 El Profesional Responsable de la Obra tendrá el derecho de ordenar el ensayo de cualquier material usado en la construcción para determinar si es de la calidad especificada.

3.1.2 Los ensayos de los materiales y del concreto serán realizados de acuerdo a las Normas de ensayo correspondientes, citadas en la Sección 3.8.1.

3.1.3 El registro completo de estos ensayos debe encontrarse disponible para su inspección durante la marcha de los trabajos y por dos años después de su terminación, debiendo ser preservado a tales efectos por el Profesional Responsable.

3.2 CEMENTOS

3.2.1 El cemento deberá ajustarse a una de las siguientes especificaciones:

- a. Cemento Portland - "Especificaciones para Cemento Portland", COVENIN 28.
- b. Cemento Portland - Escoria - "Especificaciones para Cemento Portland - Escoria", COVENIN 935.

3.2.2 El cemento usado en los trabajos deberá corresponder a aquél sobre el cual fue basada la selección de las proporciones para las mezclas del concreto. Véase el Artículo 4.2.

3.3 AGREGADOS

3.3.1 Los agregados para el concreto deberán ajustarse a una de las siguientes especificaciones:

- a. "Especificaciones para la Aceptación o Rechazo de Agregados para Concreto", COVENIN 277.
- b. "Especificaciones para Agregados Livianos para Concreto Estructural", CCCA: Ag. 101.

3.3.2 Podrán ser usados, con autorización del Profesional Responsable, aquellos agregados que no se ajusten a las especificaciones de la Sección 3.3.1, pero que permiten obtener un concreto de resistencia y durabilidad adecuadas, lo cual debe comprobarse previamente ya sea por ensayos especiales o en condiciones de servicio.

3.3.3 El tamaño nominal máximo del agregado no será mayor que:

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

Estas limitaciones podrán ser omitidas si a juicio del Profesional Responsable la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto puede ser colocado sin que se originen cangrejas o vacíos.

3.4 AGUA

3.4.1 El agua empleada en el mezclado del concreto será limpia y no podrá contener cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias nocivas al concreto o a la armadura.

3.4.2 Para el caso de concretos que contengan elementos de aluminio embutidos, el agua de mezclado, incluyendo la porción aportada como humedad libre en los agregados, no deberá contener cantidades perjudiciales del ion cloruro. Véase la Sección 4.5.3.

3.4.3 No se usará en la mezcla del concreto agua que no sea potable a menos que se satisfagan las siguientes condiciones:

- a. La dosificación será basada sobre mezclas de concreto hechas con agua del mismo origen.
- b. Los cubos de ensayo de mortero tendrán resistencias a los 7 y 28 días por lo menos iguales al 90 por ciento de las resistencias de cubos similares hechos con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia se efectuará sobre morteros idénticos en todos sus componentes, con excepción del agua de mezclado, preparados y ensayados de acuerdo al "Método de Ensayo para Determinar la Resistencia a la Compresión de Morteros de Cementos Hidráulicos en Probetas Cúbicas de 5,08 cm (2") de Lado", COVENIN 484.

3.5 ACERO DE REFUERZO

3.5.1 El refuerzo deberá estar constituido por armaduras de barras estriadas con la salvedad que barras lisas pueden ser usadas como refuerzo helicoidal, o como refuerzo transversal en columnas. Se puede usar refuerzo en forma de perfiles de acero estructural o tubos de acero como se especifica en estas Normas.

Tabla 3.5

Características de los Refuerzos

Barras				Alambres		
Designación * N°	Diámetro mm	Área cm ²	Peso kgf/m	Diámetro mm	Área cm ²	Peso kgf/m
2	6.35	0.32	0.25	5.0	0.196	0.154
3	9.53	0.71	0.57	5.5	0.238	0.187
4	12.70	1.27	1.00	6.0	0.283	0.222
5	15.88	1.98	1.55	6.5	0.332	0.260
6	19.05	2.85	2.24	7.0	0.385	0.302
7	22.23	3.88	3.04	8.0	0.503	0.395
8	25.40	5.07	3.97	9.0	0.636	0.500
11	35.81	10.07	7.91	10.0	0.785	0.617
14	43.00	14.52	11.40	11.0	0.950	0.746
18	57.33	25.81	20.26	12.0	1.131	0.888

* Los números utilizados para designar a las barras, están basados en el número de octavos de pulgada comprendidos en el diámetro nominal de ellas. Dichas barras pueden ser lisas o estriadas, a excepción de la N° 2 que sólo se suministra lisa.

Las dimensiones de una barra estriada son equivalentes a las de una barra lisa que tenga el mismo peso por metro de la estriada.

3.5.2 La armadura a ser soldada deberá señalarse en los planos, especificándose el método de soldadura a usarse. Las especificaciones para las barras de acero deberán exigir un informe de las propiedades del material que es necesario para poder emplear el método de soldadura apropiado según las especificaciones de las Normas AWS D 1.4, "Structural Welding Code-Reinforcing Steel", de la Sociedad Americana de Soldadura.

3.5.2.1 Los planos deberán indicar claramente la resistencia cedente f_y de la armadura con la cual se ha diseñado cada parte de la estructura.

3.5.3 Armadura Estriada

3.5.3.1 Las barras estriadas deberán cumplir con una de las siguientes especificaciones, excepto lo dispuesto en la Subsección 3.5.3.2:

- a. "Barras de Acero para Uso como Refuerzo en Concreto Armado", COVENIN 316.
- b. "Especificaciones Tentativas de Barras de Acero Especiales por Composición Química para Uso en Concreto Armado", COVENIN 317.
- c. "Especificaciones Tentativas de Barras de Acero Especiales por Tratamiento de Torcido en Frío para Uso en Concreto Armado", COVENIN 318.

3.5.3.2 Las barras estriadas deben cumplir con las siguientes excepciones a las especificaciones correspondientes COVENIN citadas en la Subsección 3.5.3.1:

En el caso en que sea necesario doblar barras N° 14 y N° 18, deberán ensayarse probetas de tamaño natural para doblado a 90° a una temperatura mínima de 16°C, alrededor de un mandril de $9d_b$, sin que la barra se agrieta. Sin embargo, si las barras de estos últimos diámetros deben usarse con ángulo de doblado mayores de 90°, las probetas deberán ensayarse para un ángulo de doblado de 180°, manteniéndose los restantes requisitos del ensayo.

3.5.3.3 Los alambres estriados para refuerzo del concreto deben cumplir con las "Especificaciones de Alambres de Acero, Empleados como Refuerzo de-Concreto", COVENIN 505. El diámetro del alambre estriado no será menor que 5.0 mm.

3.5.3.4 Las mallas soldadas de alambre liso o estriado deben cumplir las "Especificaciones de Mallas de Acero Soldadas, Empleadas como Refuerzo en Concreto", COVENIN 1022.

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

3.5.4 Armadura Lisa

3.5.4.1 Las barras para la armadura de zunchos deberán cumplir con las especificaciones citadas en la Subsección 3.5.3.1(a), (b) ó (c).

3.5.4.2 Los alambres lisos para la armadura de zunchos deberán cumplir con las "Especificaciones de Alambres de Acero Empleado como Refuerzo en Concreto", COVENIN 505.

3.5.5 Acero Estructural, Tubos de Acero

3.5.5.1 Los perfiles de acero estructural usados en conjunto con acero de refuerzo, en elementos mixtos comprimidos y que satisfacen los requisitos de la Sección 10.13.7 o 10.13.8, deben ajustarse a las especificaciones del "Manual de Proyecto de Estructuras de Acero" de Sidor y a las Normas COVENIN.

3.5.5.2 Los tubos de acero, para elementos mixtos comprimidos que satisfacen los requisitos de la Sección 10.13.6, deben ajustarse a las especificaciones correspondientes a los tubos de Grado B de acuerdo a lo especificado en la Norma COVENIN 7:4 - 015 "Tubería de Acero con o sin Costura Recubierta Galvánicamente con Zinc". (En elaboración).

3.6 ADITIVOS

3.6.1 Los aditivos a ser usados en concreto estarán sujetos a aprobación previa por parte del Ingeniero.

3.6.2 Los aditivos deben tener probada capacidad de mantener esencialmente la misma composición y tener el mismo comportamiento durante la ejecución de los trabajos, que haya demostrado el aditivo usado al establecer las proporciones del concreto, de acuerdo al Artículo 4.2.

3.6.3 El cloruro de calcio o los aditivos que contienen iones cloruro, salvo los que puedan ser aportados por las impurezas de los ingredientes del aditivo, no serán usados en concreto que contengan elementos de aluminio embutidos o en concreto vaciado contra moldes de metal galvanizado que no sean removibles. (Véase la Subsección 4.5.2.1 y la Sección 4.5.3).

3.6.4 Los aditivos incorporadores de aire deben juntarse a las "Especificaciones Tentativas de Aditivos Incorporadores de Aire para Concreto", COVENIN 357.

3.6.5 Los aditivos reductores de agua, retardadores, aceleradores de fraguado o de acciones combinadas, deben ajustarse a las "Especificaciones Tentativas de Aditivos Químicos para Concreto", COVENIN 356.

3.7 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

3.7.1 El cemento y los agregados deben ser almacenados de manera que se prevenga su deterioro o la intrusión de materias extrañas.

3.7.2 Cualquier material que se ha deteriorado o ha sido contaminado no deberá ser usado para la preparación del concreto.

3.8 ESPECIFICACIONES CITADAS EN ESTAS NORMAS

3.8.1 Las especificaciones COVENIN, MINDUR, MOP, CCCA, ASTM y AWS citadas en estas Normas se enumeran a continuación, con su designación de serie, incluyendo el año de adopción o revisión y son declaradas parte integrante de estas Normas, en cuanto no discrepen con las mismas.

COVENIN 28-76 "Especificaciones para Cemento Portland".

COVENIN 277-83 "Especificaciones para la Aceptación o Rechazo de Agregados para Concreto".

- COVENIN 316-83 "Barras de Acero para Uso como Refuerzo en Concreto Armado"
- COVENIN 317-81 "Especificaciones Tentativas de Barras de Acero Especiales por Composición Química para Uso en Concreto Armado".
- COVENIN 318-81 "Especificaciones Tentativas de Barras de Acero Especiales por Tratamiento de Torcido en Frío para Uso en Concreto Armado".
- COVENIN 338-79 "Métodos para la Elaboración, Curado y Ensayo de Probetas Cilíndricas de Concreto".
- COVENIN 344-80 "Método de Muestreo de Concreto Fresco".
- COVENIN 345-80 "Método para la Extracción y Ensayo de Probetas Cilíndricas y Viguetas de Concreto Endurecido".
- COVENIN 356-83 "Especificaciones Tentativas de Aditivos Químicos para Concreto".
- COVENIN 357-83 "Especificaciones Tentativas de Aditivos Incorporadores de Aire para Concreto".
- COVENIN 484-76 "Método de Ensayo para Determinar la Resistencia a la Compresión de Morteros de Cementos Hidráulicos en Probetas Cúbicas de 5,08 cm (2") de Lado".
- COVENIN 505-77 "Especificaciones de Alambres de Acero, Empleados como Refuerzo con Concreto".
- COVENIN 935-76 "Especificaciones para Cemento Portland-Escoria".
- COVENIN 1022-78 "Especificaciones de Mallas de Acero Soldadas Empleadas como Refuerzo en Concreto".
- COVENIN 1976-83 "Evaluación de los Ensayos de Resistencia del Concreto".
- COVENIN 341-79 "Método de Ensayo para Determinar la Resistencia del Concreto a Tracción Indirecta Usando Probetas Cilíndricas".
- COVENIN 633-79 "Especificaciones para Concreto Premezclado".
- COVENIN 1975 "Método de Ensayo para Determinar el Peso Unitario de Concreto Estructural Liviano".
- CCCA: Ag 101-75 "Especificaciones para Agregados Livianos para Concreto Estructural".
- MOP, 1971 "Normas para la Construcción de Edificios - Obras de Concreto Armado".
- COVENIN-MINDUR 2002-83 "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones".
- COVENIN-MINDUR 1756-80 82 "Edificaciones Antisísmicas"
- COVENIN-MINDUR 1618-82 "Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto. Fabricación y Construcción".
- COVENIN-MINDUR 1755-82 "Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero"
- C.V.G. Siderúrgica del Orinoco C.A. "Manual de Proyectos de Estructuras de Acero", SIDOR 1984-1985.

COVENIN 7:4-015 "Tubería de Acero con o sin Costura Recubierta Galvánicamente con Zinc". (En elaboración).

AWS D1.4-79 "Structural Welding Code-Reinforcing Steel".

COVENIN 1036-78 "Perfiles Ángulos de Alas Iguales de Acero, Laminados en Caliente".

COVENIN 1037-78 "Perfiles Canal Ligero (UPL) de Acero, Laminados en Caliente".

COVENIN "Perfiles Canal Normal (UPN) de Acero, Laminados en Caliente" (En elaboración).

COVENIN 1149-78 "Perfiles I de Alas Inclınadas de Acero, Laminados en Caliente".

COVENIN 1147-78 "Perfiles Soldados Estructurales de Acero".

PARTE 3 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

CAPITULO 4 CALIDAD DEL CONCRETO

4.0 NOTACION

- f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm².
- f'_{cr} = Resistencia promedio a la compresión a usarse como base para seleccionar la dosificación del concreto, kgf/cm².
- f_{ct} = Resistencia promedio a la tracción indirecta del concreto de agregado liviano, kgf/cm².
- $\bar{s}$ = Desviación estándar de ensayos de resistencia individuales, kgf/cm²

4.1 GENERALIDADES

4.1.1 El concreto debe dosificarse para asegurar una resistencia promedio a la compresión como se prescribe en la Sección 4.3.2. El concreto debe producirse mi nimizando la frecuencia de resistencias por debajo de f'_c , según se prescribe en la Subsección 4.7.2.3.

4.1.2 Los requisitos para f'_c deben basarse en ensayos de cilindros fabricados y ensayados de acuerdo con la Norma COVENIN 338, "Métodos para la Elaboración, Cuidado y Ensayo de Probetas Cilíndricas de Concreto". Véase la Sección 4.7.2.

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

El ensayo de resistencia para la determinación de f'_c será el promedio de las resistencias de dos cilindros hechos de la misma muestra y ensayados a los 28 días o a la edad de ensayo especificada.

4.1.4 Los planos del proyecto estructural deberán indicar claramente la resistencia a la compresión del concreto, f'_c , con la cual se ha diseñado cada parte de la estructura.

4.1.5 Cuando se emplean los criterios de diseño de la Subsección 9.5.2.3, el Artículo 11.2 y la Subsección 12.2.3.c que requieren el uso del valor de la resistencia a la tracción del concreto, deberán hacerse ensayos de laboratorio de acuerdo con el "Método de Ensayo para Determinar la Resistencia del Concreto a Tracción Indirecta Usando Probetas Cilíndricas", COVENIN 341, a fin de establecer el valor de f_{ct} que corresponde al valor especificado de f'_c .

4.1.6 Los ensayos de tracción indirecta no deberán usarse como base para la aceptación del concreto en obra.

4.2 SELECCIÓN DE LAS PROPORCIONES DE LA MEZCLA DE CONCRETO

4.2.1 La dosificación de los ingredientes del concreto deberá determinarse a fin de lograr lo siguiente:

- a. La trabajabilidad y consistencia adecuadas para permitir que el concreto sea vaciado fácilmente dentro del encofrado y alrededor del refuerzo, bajo las condiciones de colocación en obra, sin segregación ni exudación excesivas.
- b. La resistencia y durabilidad en ambientes agresivos cuando se requiera, de acuerdo al Artículo 4.5.
- c. El cumplimiento de los requisitos del ensayo de resistencia del Artículo 4.7.

4.2.2 Es obligatorio evaluar las combinaciones resultantes si se emplean distintos materiales en diferentes partes de la obra.

4.2.3 Excepto lo permitido en el Artículo 4.4 o lo requerido en el Artículo 4.5, la dosificación, incluyendo la relación agua/cemento, deberá determinarse sobre la base de la experiencia en obra y/o mediante mezclas de tanteo con los materiales a emplear, según se especifica en el Artículo 4.3.

4.3 DOSIFICACIÓN EN BASE A LA EXPERIENCIA EN OBRA Y/O MEZCLAS DE TANTEO

Para la dosificación del concreto en base a la experiencia en obra y/o mediante mezclas de tanteo se debe determinar una resistencia promedio f'_{cr} de acuerdo a la Subsección 4.3.2.1, cuando se disponga de una desviación estándar que satisface la Sección 4.3.1, o de acuerdo a la Subsección 4.3.2.2 si no se pueda obtener una desviación estándar aceptable.

La dosificación del concreto se determinará considerando la resistencia promedio y comparándola con la resistencia promedio de un registro de ensayos aceptable (Subsección 4.3.3.1), o empleando mezclas de tanteo (Subsección 4.3.3.2) cuando se dispone de un registro de ensayos aceptable.

4.3.1 Desviación Estándar

4.3.1.1 Cuando la planta de producción del concreto tiene un registro aceptable de ensayos, podrá determinarse una desviación estándar. Los registros de ensayos con los cuales se calcula la desviación estándar deben satisfacer las siguientes condiciones:

- a. Representar los materiales, los procedimientos de control de calidad y las condiciones que sean similares a los que se esperan, y los cambios en materiales y dosificaciones dentro de los registros de ensayos serán al menos tan amplios como aquellos que podrían producirse en la obra a construir.

- b. Representar un concreto cuya resistencia f'_c esté dentro del límite de $\pm 70 \text{ kgf/cm}^2$ de la que se especifique para la obra a construirse.
- c. Representar por lo menos 30 ensayos consecutivos o dos grupos de ensayos consecutivos que totalicen por lo menos 30 ensayos, con excepción de lo dispuesto en la Subsección 4.3.1.2. Cada ensayo debe satisfacer la Sección 4.1.3.

4.3.1.2 Cuando una planta o instalación productora de concreto tiene un solo registro de 15 a 29 ensayos consecutivos, que corresponde a un período no menor de 45 días calendario, y se satisfacen los requisitos a. y b. de la Subsección 4.3.1.1, se puede establecer la desviación estándar a emplear en la Sección 4.3.2, multiplicando la desviación estándar del registro de ensayos por el factor de modificación de la Tabla 4.3.1.2.

Tabla 4.3.1.2

Factores de Modificación para la Desviación Estándar
a Usarse en la Subsección 4.3.1.2 Cuando se Dispone
de Menos de 30 Ensayos

Número de Ensayos *	Factor de Modificación
Menos de 15	Usar la Tabla 4.3.2.2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

* Interpólese para valores intermedios de números de ensayos.

4.3.2 Resistencia Promedio Requerida

4.3.2.1 Cuando se dispone de datos suficientes para calcular la desviación estándar según la Subsección 4.3.1.1 o la Subsección 4.3.1.2, la resistencia promedio requerida f'_{cr} , que se utilizará como base para seleccionar la dosificación del concreto, será la mayor de las calculadas por las Fórmulas (4-1) o (4-2).

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34 \bar{s} \quad (4-1)$$

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33 \bar{s} - 35 \quad (4-2)$$

4.3.2.2 Cuando en una instalación o planta de producción del concreto no se tiene un registro de ensayos de obra, para calcular la desviación estándar que satisfaga los requisitos de la Subsección 4.3.1.1 o la Subsección 4.3.1.2, la resistencia promedio requerida f'_{cr} se determinará con la Tabla 4.3.2.2 y el procedimiento para justificar la dosificación se realizará de acuerdo a los requisitos de la Sección 4.3.3.

Tabla 4.3.2.2

Resistencia Promedio a la Compresión Cuando
no se Dispone de Datos para Establecer una
Desviación Estándar

Resistencia Especificada a la Compresión f'_c , kgf/cm ²	Resistencia Promedio a la Compresión f'_{cr} , kgf/cm ²
Menor de 200 kgf/cm ²	$f'_c + 70$
de 200 a 350 kgf/cm ²	$f'_c + 85$
más de 350 kgf/cm ²	$f'_c + 100$

4.3.3 Procedimiento para Justificar la Dosificación

Para justificar que la dosificación propuesta es la adecuada para obtener una resistencia promedio a la compresión igual o mayor que la resistencia promedio f'_{cr} , (Sección 4.3.2), se puede emplear el procedimiento de la Subsección 4.3.3.1, si se dispone de uno o varios registros adecuados de ensayos de resistencia en obra, o el procedimiento de las mezclas de tanteo de la Subsección 4.3.3.2, cuando no se tiene un registro de ensayos adecuado.

4.3.3.1 Cuando se usan los registros de ensayos para demostrar que la dosificación propuesta para el concreto producirá la resistencia promedio f'_{cr} (Sección 4.3.2), tales registros deben representar materiales y condiciones similares a los que se esperan en la obra. Los cambios de materiales, condiciones o dosificaciones dentro de los requisitos de ensayos serán por lo menos tan amplios como aquellos que podrían presentarse durante la construcción.

Para justificar la dosificación, puede usarse un conjunto de 10 a 29 ensayos consecutivos del registro, correspondientes a un período no menor de 45 días calendario. La resistencia promedio de este conjunto de ensayos debe ser mayor o igual que la resistencia promedio especificada. La dosificación requerida para el concreto puede establecerse por interpolación entre las resistencias y

dosificaciones de dos o más registros de ensayos.

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

- a. Las combinaciones de materiales deben ser las de la obra a construir.
- b. Las mezclas de tanteo con las dosificaciones y las consistencias requeridas para el trabajo propuesto, deben hacerse usando por lo menos tres diferentes relaciones agua/cemento o contenidos de cemento los cuales producirán una gama de resistencias que abarque la resistencia promedio f'_{cr} .
- c. Las mezclas de tanteo deben diseñarse para producir un concreto cuyo asentamiento esté dentro de ± 2 cm del máximo permitido y su contenido de aire dentro de ± 0.5 por ciento del máximo contenido de aire, cuanto éste se especifique.
- d. Para cada relación agua/cemento o contenido de cemento se hará tres cilindros para cada edad de ensayo, que deben prepararse y curarse de acuerdo con la Norma COVENIN 338, "Método para la Elaboración, Curado y Ensayo de Probetas Cilíndricas de Concreto". Los cilindros se ensayarán a los 28 días o la edad de ensayo definida para la determinación de f'_c .
- e. Los resultados de los ensayos se representarán en una curva que muestre la resistencia a la compresión a la edad de ensayo definida en función de la relación agua/cemento o el contenido de cemento.
- f. La máxima relación agua/cemento o el mínimo contenido de cemento para el concreto a usarse en la obra a construir, será el valor que obtenido de la curva, produce la resistencia promedio requerida por la Sección 4.3.2, a menos que por el Artículo 4.5 se requiera una relación agua/cemento más baja o una mayor resistencia.

4.4 DOSIFICACION POR MEDIO DE LA RELACION AGUA/CEMENTO

4.4.1 Si no se dispone de los datos requeridos por el Artículo 4.3, se podrá autorizar que la dosificación del concreto se establezca dentro de los límites de la relación agua/cemento de la Tabla 4.4.

4.4.2 La Tabla 4.4 deberá usarse solo para concretos fabricados con cementos que cumplan con los requisitos de la Sección 3.2.1 y no será aplicable a concretos que contengan agregados livianos o aditivos que no sean incorporadores de aire.

4.4.3 La dosificación del concreto por medio de las relaciones agua/cemento, prescritas por la Tabla 4.4, deberá también satisfacer los requisitos del Artículo 4.5 para los concretos expuestos a condiciones especiales y los criterios del ensayo de resistencia a la compresión del Artículo 4.7.

Tabla 4.4

Relación Agua/Cemento Máxima Permisible Cuando no
Existen Datos de Resistencia de Ensayos de Tanteo
o Experiencia en Obra

Resistencia Especificada f'_c , kgf/cm ² (*)	Relación Agua/Cemento Absoluta por Peso	
	Concreto sin Aire Incorporado	Concreto con Aire Incorporado
150	0.73	0.60
200	0.60	0.48
250	0.50	0.39
300	0.40	**
350	**	**

* Resistencia especificada del concreto a la compresión a los 28 días. Para la mayoría de los materiales, las relaciones agua/cemento dadas proporcionan resistencias promedio mayores que las indicadas en la Sección 4.3.2.

** La dosificación de concretos sin aire incorporado de resistencias mayores de 300 kgf/cm², y con aire incorporado, de 250 kgf/cm², debe hacerse por los métodos del Artículo 4.3.

4.5 REQUISITOS PARA EXPOSICIÓN A CONDICIONES ESPECIALES

4.5.1 El concreto destinado a ser estanco debe ajustarse a los requisitos de la Tabla 4.5.1.

4.5.2 Cuando el concreto va a estar expuesto a soluciones que contienen sulfato, deberá ajustarse a los requisitos de la Tabla 4.5.2.

4.5.2.1 El cloruro de calcio no debe usarse como aditivo en concretos expuestos a soluciones con concentraciones de sulfatos, severas a muy severas, tal como se definen en la Tabla 4.5.2.

Tabla 4.5.1

Requisitos para Condiciones de Exposición Especial

Condiciones de Exposición	Concreto de Agregado de Peso Normal	Concreto de Agregado Liviano
	Máxima Relación Agua/Cemento por Peso	Mínima Resistencia a la Compresión, f'_c kgf/cm ²
Concreto destinado a ser estanco:		
a. Concreto expuesto a agua dulce.	0.50	250
b. Concreto expuesto a aguas salobres o de mar.	0.45	300
Para protección contra la corrosión del concreto armado en contacto o rociado por aguas salobres o aguas de mar.	0.40	350 *

* Si el recubrimiento mínimo requerido por el Artículo 7.7 se incrementa en 1.2 cm, la relación agua/cemento puede aumentarse a 0.45 para el concreto de agregado de peso normal o reducir f'_c a 300 kgf/cm² para los concretos de agregado liviano.

Tabla 4.5.2

Requisitos para Concreto Expuestos a Soluciones
que Contienen Sulfatos

Exposición a Sulfato	Concentración de Sulfato como SO_4		Tipo de Cemento	Concreto de Agregado de Peso Normal	Concreto de Agregado Liviano
	En Suelos, Porcentaje en Peso	En Solución, Partes por Millón		Máxima Relación Agua/Cemento por Peso (1)	Mínima Resistencia a la Compresión f'_c kg/cm ² (1)
Despreciable	0.00-0.10	0-150	-	-	-
Moderada (2)	0.10-0.20	150-1500	II, IP (MS) IS(MS)	0.50	260
Severa	0.20-2.00	1500-10000	V	0.45	300
Muy Severa	Más de 2.0	Más de 10000	V con Puzolana (3)	0.45	300

Notas:

- (1) Para estanqueidad o protección contra la corrosión puede requerirse una relación agua/cemento menor o una resistencia mayor (Tabla 4.5.1).
- (2) Agua de mar.
- (3) Cuando se haya comprobado, por resultados de ensayos o por comportamiento satisfactorio en servicio, que la puzolana mejora la resistencia a sulfatos en este tipo de cemento.

4.5.3 Para protección contra la corrosión, las concentraciones máximas del ion cloruro soluble (Cl^-) contenido en el concreto a una edad de 28 días, provenientes del agua, los agregados, los cementos y los aditivos, no excederán los límites, en porcentaje por peso de cemento, que se indica a continuación:

Tabla 4.5.3

**Máximo Contenido del Ion Cloruro, para Protección
Contra la Corrosión**

Tipo de Elemento	Máximo Contenido del Ion Cloruro (Cl^-) en el Concreto Expresado como Porcentaje del Peso del Cemento'
Concreto armado habitualmente expuesto a ion cloruro.	0.15
Concreto armado que usualmente estará seco o protegido contra la humedad.	1.00
Otras construcciones de concreto armado.	0.30

4.5.4 Cuando el concreto armado este en contacto o rociado por aguas salobres o aguas de mar, se deberán satisfacer los requisitos de la Tabla 4.5.1 para la relación agua/cemento o la resistencia del concreto, según se trate de agregado de peso normal o liviano, y los del Artículo 7.7 referentes a recubrimiento mínimo.

4.6 REDUCCION DE LA RESISTENCIA PROMEDIO

A medida que se van obteniendo datos durante la construcción, se puede reducir la diferencia ($f'_{cr} - f'_c$), si se cumplen los requisitos para exposición a condiciones especiales del Artículo 4.5, y se verifican las condiciones siguientes:

- a. Se dispone de 30 o más resultados de ensayos, que el promedio de los resultados de ensayos excede el requerido por la Sección 4.3.2.1, y la desviación estándar calculada está de acuerdo con la Subsección 4.3.1.1.
- b. O se dispone de 15 a 29 resultados de ensayos, que el promedio de los resultados de ensayos excede el requerido por la Subsección 4.3.2.1, y la desviación estándar calculada está de acuerdo con la Subsección 4.3.1.2.

4.7 EVALUACIÓN Y ACEPTACION DEL CONCRETO

4.7.1 Frecuencia de los Ensayos

Cada ensayo de resistencia satisfará la Sección 4.1.3 y su frecuencia será la siguiente:

4.7.1.1 Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto vaciado deberá tomarse no menos de una vez por día, ni menos de una vez por cada 100 m³ de concreto vaciado, ni menos de una vez por cada 400 m² de la superficie de placas o muros.

4.7.1.2 Cuando la cantidad total del concreto en una obra dada es tal, que la frecuencia especificada de las pruebas requeridas por la Subsección 4.7.1.1 proporcione menos de cinco muestras para una clase de concreto dada, deberán hacerse ensayos de por lo menos cinco tercios seleccionados al azar, o de cada tercio si son menos de cinco.

4.7.1.3 Cuando la cantidad total de una clase de concreto es menor de 20 m³ las pruebas de resistencias pueden suprimirse a juicio del Profesional Responsable, si considera que existe una evidencia adecuada de que la resistencia es satisfactoria, salvo que se trate de columnas u otros elementos que cumplen una función fundamental en la estabilidad de la estructura.

4.7.2 Ensayos de Probetas Curadas en el Laboratorio

4.7.2.1 Las muestras para los ensayos de resistencia deberán tomarse de acuerdo con el "Método de Muestreo de Concreto Fresco", COVENIN 344.

4.7.2.2 Los cilindros para los ensayos de resistencia deberán moldearse y curarse en el laboratorio y ensayarse de acuerdo con el "Método para la Elaboración, Curado y Ensayo de Probetas Cilíndricas de Concreto", COVENIN 338.

4.7.2.3 La resistencia del concreto será considerada satisfactoria si se cumplen los dos requisitos siguientes:

- a. El promedio de todos los conjuntos de tres resultados consecutivos iguala o excede el f'_c especificado.
- b. Ningún resultado individual (promedio de dos cilindros) está por debajo del f'_c especificado en más de 35 kgf/cm².

4.7.2.4 Si no se satisface alguno de los requisitos de la Subsección 4.7.2.3, se deben adoptar medidas de inmediato para aumentar el promedio de los resultados de los ensayos posteriores. Además, si no se satisfacen los requisitos de la Subsección 4.7.2.3.b se deberán considerar las disposiciones de la Sección 4.7.4.

4.7.3 Ensayos de Probetas Curadas en Obra

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

4.7.3.2 Las probetas curadas en obra deberán tratarse según las condiciones establecidas en el Artículo 7.1 del "Método para la Elaboración, Curado y Ensayo de Probetas Cilíndricas de Concreto", COVENIN 338.

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

4.7.3.4 Cuando la resistencia de los cilindros curados en obra, a la edad especificada para medir f'_c , sea menor del 85 por ciento de la correspondiente a los cilindros gemelos curados en el laboratorio, deberán mejorarse los procedimientos de protección y curado del concreto. El límite del 85 por ciento puede omitirse cuando la resistencia de los cilindros curados en obra excede f'_c en más de 35 kgf/cm².

4.7.4 Investigación de los Resultados de Ensayos de Baja Resistencia

4.7.4.1 Si algún ensayo de resistencia (Sección 4.1.3) de cilindros curados en el laboratorio produce valores por debajo de f'_c en más de 35 kgf/cm² (Subsección 4.7.2.3.b), o si las pruebas de los cilindros curados en la obra indican deficiencias en la protección y curado (Subsección 4.7.3.4), deben tomarse medidas para asegurar que la capacidad resistente de la estructura no quede comprometida.

4.7.4.2 Si hay dudas sobre la resistencia del concreto y los cálculos indican que está comprometida la capacidad resistente de la estructura, se puede requerir el ensayo de núcleos extraídos de la zona en duda, de acuerdo con el "Método para la Extracción y Ensayo de Probetas Cilíndricas y Viguetas de Concreto Endurecido", COVENIN 345. Deberán tomarse tres núcleos por cada resultado de ensayo de resistencia de cilindros que este por debajo de f'_c en más de 35 kgf/cm².

4.7.4.3 Si el concreto de la estructura va a estar seco durante las condiciones de servicios, los núcleos deberán secarse al aire a una temperatura entre 15° y

y 30°C con humedad relativa menor de 60 por ciento, durante siete días antes de la prueba, y deberán ensayarse secos. Si el concreto de la estructura va a estar superficialmente húmedo durante las condiciones de servicio, los núcleos se sumergirán en agua por lo menos durante 48 horas, y deberán ensayarse húmedos.

4.7.4.4 El concreto de la zona representada por los núcleos se considerará estructuralmente adecuado, si el promedio de los tres núcleos es por lo menos igual al 85 por ciento de f'_c y ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75 por ciento de f'_c . Para comprobar la precisión del ensayo se pueden volver a ensayar los lugares que representen las resistencias dudosas de los núcleos.

4.7.4.5 Si los criterios de la Subsección 4.7.4.4 no se satisfacen mediante los ensayos de núcleos y si las condiciones estructurales permanecen en duda, el Profesional Responsable puede ordenar que se hagan pruebas de carga, para la parte dudosa de la estructura, como se expone en el Capítulo 17, o tomar otra decisión adecuada a las circunstancias.

CAPITULO 5 MEZCLADO Y VACIADO DEL CONCRETO

5.1 PREPARACION DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE VACIADO

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

- a. Todo el equipo de mezclado y transporte del concreto deberá estar limpio.
- b. Se retirarán los escombros y residuos de los espacios que serán ocupados por el concreto.
- c. Los encofrados estarán adecuadamente protegidos.
- d. Los paramentos de la mampostería que van a estar en contacto con el concreto estarán bien humedecidos.
- e. El refuerzo deberá estar completamente libre de costras perjudiciales.
- f. Se eliminará todo excedente de agua del lugar del vaciado, a menos que se vaya a emplear una trompa de vaciado, u otro método autorizado por el Profesional Responsable.
- g. La superficie del concreto endurecido en una junta de construcción debe estar libre de segregaciones o de material defectuoso antes de continuar el vaciado.

5.2 MEZCLADO DEL CONCRETO

5.2.1 Todo el concreto deberá mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales y descargarse completamente antes de que vuelva a cargarse la mezcladora.

5.2.2 El concreto premezclado deberá mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos establecidos en las "Especificaciones para Concreto Premezclado", COVENIN 633.

5.2.3 El concreto mezclado en obra deberá prepararse de acuerdo a lo siguiente:

- a. El mezclado se hará en una mezcladora de tipo aprobado.
- b. La mezcladora deberá hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabri -
cante.
- c. El mezclado se continuará por lo menos durante 1 1/2 minuto después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio, según los criterios de las "Especificaciones para Concreto Premezclado", COVENIN 633, para plantas premezcladoras.
- d. El transporte de los materiales, los terceros y el mezclado, serán realizados de acuerdo a las disposiciones que sean aplicables de las "Especificaciones para Concreto Premezclado", COVENIN 633.
- e. Se debe llevar un registro detallado para identificar:

1. Número de terços producidos
2. Dosificación usada para los materiales
3. Ubicación aproximada de la colocación final en la estructura
4. Tiempo y fecha del mezclado y del vaciado.

5.3 TRANSPORTE

5.3.1 El concreto deberá transportarse de la mezcladora al sitio del vaciado empleando métodos que eviten la segregación o pérdida de materiales.

5.3.2 El equipo de transporte deberá ser capaz de suministrar el concreto en el sitio de colocación sin segregación ni interrupciones que ocasionen la pérdida de plasticidad entre vaciados sucesivos.

5.4 VACIADO

5.4.1 El concreto deberá depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar segregación debido a la manipulación repetida o al flujo de la masa.

5.4.2 El vaciado deberá efectuarse a tal velocidad de manera que el concreto conserve su estado plástico y fluya fácilmente entre las barras.

5.4.3 No se vaciarán concretos que hayan endurecido parcialmente, o contaminado con materiales extraños.

5.4.4 No se remezclará el concreto parcialmente endurecido agregándole agua, a menos que lo autorice el Profesional Responsable, en aquellos casos en que la posible pérdida de resistencia no afecte la seguridad estructural.

5.4.5 Una vez iniciado el vaciado se efectuará en una operación continua hasta que se termine el sector definido por sus límites o juntas prefijadas, excepto lo permitido o prohibido en el Artículo 6.4.

5.4.6 La superficie superior del concreto vaciado en capas superpuestas generalmente estará a nivel.

5.4.7 Las juntas de construcción o vaciado, se ejecutarán de acuerdo con el Artículo 6.4.

5.4.8 Durante el vaciado, el concreto se compactará cuidadosamente por los medios adecuados y se trabajará con esmero alrededor del refuerzo, de las instalaciones embutidas y en las esquinas de los encofrados.

5.5 CURADO

5.5.1 El concreto deberá mantenerse a una temperatura de más de 10°C y en una condición húmeda, por lo menos durante los primeros siete días después de vaciado, a menos que se realice el vaciado de acuerdo con la Sección 5.5.3 o el concreto sea de alta resistencia a edad temprana.

5.5.2 El concreto de alta resistencia a edad temprana, deberá mantenerse a una temperatura de más de 10°C y en una condición húmeda por lo menos los primeros tres días, excepto cuando se realice el curado de acuerdo con la Sección 5.5.3.

5.5.3 Curado Acelerado

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

5.5.3.2 El curado acelerado debe proporcionar una resistencia a la compresión del concreto en la etapa de carga considerada por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en la misma.

5.5.3.3 El proceso de curado debe producir un concreto con una durabilidad por lo menos equivalente al concreto curado por el método indicado en la Sección 5.5.1 o 5.5.2.

5.5.4 Se podrá requerir ensayos complementarios de resistencia, de acuerdo con la Sección 4.7.3, para asegurar que el curado es satisfactorio.

5.6 REQUISITOS PARA VACIADO EN TIEMPO CALUROSO

5.6.1 En tiempo caluroso, deberá darse atención adecuada a los ingredientes, a los métodos de producción, al manejo, la protección y el curado para evitar temperaturas excesivas en el concreto o la evaporación de agua, que pueden afectar la resistencia requerida, o el comportamiento en servicio, del elemento o estructura.

CAPITULO 6 ENCOFRADOS TUBERIAS EMBUTIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCION

6.1 DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS

6.1.1 Los encofrados deben ser diseñados en forma tal, que den por resultado una estructura que cumpla con las formas, dimensiones y texturas exigidas en los planos y especificaciones.

6.1.2 Los encofrados serán lo suficientemente estancos para prevenir la filtración del mortero.

6.1.3 Los encofrados deberán estar adecuadamente arriostrados para mantener su forma y posición.

6.1.4 Los encofrados y sus apoyos deberán diseñarse para que no se perjudique la estructura previamente vaciada.

6.1.5 Los encofrados se diseñarán considerando los siguientes factores:

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

6.2 DESENCOFRADO Y DESAPUNTALAMIENTO

6.2.1 No deberán aplicarse cargas de construcción ni retirarse puntales de ningún sector de la estructura en construcción, excepto cuando ese sector junto con el sistema restante de encofrado y puntales, tengan suficiente resistencia como para soportar con seguridad su peso propio y las cargas de construcción.

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

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

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

6.3 TUBERIAS Y CONDUCTOS EMBUTIDOS EN CONCRETO

6.3.1 Dentro de las limitaciones de este Artículo y previa aprobación del Profesional Responsable, se podrán embutir: las camisas, tubos o conductos de cualquier material que no sea perjudicial al concreto pero en ningún caso se considerarán sustitutos del concreto desplazado.

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

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

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

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

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

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

- a. No están expuestos a la corrosión u otra causa de deterioro.
- b. Son de hierro o acero sin revestimiento que no fuese galvanizado y su espesor no es menor que el de la tubería estándar de acero.
- c. Tienen un diámetro nominal interior no mayor de 5 cm y están separados a no menos de tres diámetros de centro a centro.

6.3.7 Los tubos que van a contener líquidos, gases o vapor, se pueden embutir en el concreto estructural bajo las siguientes condiciones adicionales:

- a. Las tuberías y sus conexiones serán diseñadas para resistir la acción química de los materiales, la presión y la temperatura a que van a estar sometidas.
- b. La temperatura del líquido, gas o vapor no deberá exceder de 65°C.
- c. La presión máxima a la que estarán sujetas las tuberías o conexiones será de 14 kgf/cm² sobre la presión atmosférica.
- d. Inmediatamente antes del vaciado todas las tuberías y conexiones deberán probarse como una unidad, para detectar fugas, a excepción de lo dispuesto en el párrafo e. La presión de prueba será un 50 % mayor que la presión a la cual van a estar sometidas, sin ser menor de 10 kgf/cm² sobre la presión atmosférica. La presión de prueba deberá mantenerse durante cuatro horas sin permitir disminuciones, excepto las que puedan ser provocadas por la temperatura del aire.
- e. Las tuberías de drenaje y otras diseñadas para presiones no mayores que 0.1 kgf/cm² sobre la presión atmosférica, no necesitarán probarse como se especifica en el párrafo d.
- f. Las tuberías que van a conducir líquidos, gases o vapor, que sean explosivos, o perjudiciales a la salud, deberán probarse nuevamente de acuerdo a lo especificado en el párrafo d, después de que el concreto haya endurecido.
- g. No se colocará dentro de las tuberías hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño, ningún líquido, gas o vapor, excepto el agua cuya temperatura no exceda de 35°C y su presión no supere los 3.5 kgf/cm².
- h. En las losas macizas, las tuberías se colocarán entre las capas del refuerzo superior e inferior, a menos que éstas sirvan para irradiar calor.
- i. El espesor del concreto que cubra las tuberías y sus accesorios no será menor de 4 cm para las superficies de concreto que estén expuestas a la intemperie o en contacto con el terreno, ni menor de 2 cm para superficies de concreto que no estén en contacto con el terreno o expuestas a la intemperie.
- j. El área del refuerzo en dirección perpendicular a la tubería será de por lo menos un 0.2 % de la sección del concreto.
- k. La tubería y accesorios se acoplarán mediante soldadura de acero, bronce o zinc u otro métodos igualmente satisfactorio. Las tuberías serán preparadas e instaladas de tal forma que el refuerzo no requiera cortes, dobleces o desplazamientos fuera de su ubicación adecuada.

6.4 JUNTAS DE CONSTRUCCION

6.4.1 La superficie del concreto de las juntas de construcción deberá limpiarse esmeradamente, eliminando los materiales sueltos.

6.4.2 Inmediatamente antes de continuar el vaciado, todas las juntas de construcción deberán humedecerse y eliminarse el agua depositada.

6.4.3 Las juntas de construcción deben hacerse y localizarse de tal forma que no afecten significativamente la resistencia de la estructura, adoptando las precauciones necesarias para transmitir la fuerza cortante y otras sollicitaciones. Véase la Sección 11.6.9.

6.4.4 Las juntas de construcción en los entrepisos se localizarán en el tercio central de las luces de las losas y vigas. En las vigas principales las juntas se separarán de las vigas secundarias una distancia no menor de dos veces el ancho de estas últimas.

6.4.5 Cuando las losas y vigas se vacíen conjuntamente con las columnas y muros de soporte, es recomendable que transcurra cierto tiempo entre el vaciado de los elementos de apoyo y los horizontales, para que el concreto de los primeros pierda su plasticidad.

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

CAPITULO 7 DETALLES DEL REFUERZO

7.0 NOTACION

- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura traccionada, cm.
- d_b = Diámetro nominal de la barra o alambre, cm.
- f_y = Resistencia cedente especificada en armadura, kgf/cm².
- ℓ_d = Longitud de desarrollo, cm. Véase el Capítulo 12.

7.1 GANCHOS

El término "gancho estándar" se emplea aquí para designar ya sea:

- Una vuelta semicircular (180°) más una extensión de $4d_b$ pero no menor de 7 cm en el extremo libre, o
- Una vuelta de 90° más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre, o
- Para anclajes de estribos y ligaduras.
 - Barras N° 5 y menores, una vuelta de 90° más una extensión de $6d_b$ en el extremo libre, o
 - Barras N° 6, N° 7 y N° 8, una vuelta de 90° más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre, o
 - Barras N° 8 y menores, un dobléz de 135° más una extensión de $6d_b$ en el extremo libre.
- Para anclajes de estribos y ligaduras en las zonas confinadas. Véase el Capítulo 18.

7.2 DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLEZ

7.2.1 Para las barras que no sean estribos ni ligaduras N° 3 a N° 5, el diámetro de dobléz interno no será menor que los valores dados en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2

Diámetros Mínimos de Doblez de Barras

Designación de la Barra N°	Diámetros Mínimos de Doblez
3,4,5,6,7 y 8	$6 d_b$
11	$8 d_b$
14 y 15	$10 d_b$

7.2.2 El diámetro interno del doblé para los estribos y ligaduras N° 3, N° 4 y N° 5 no será menor que $4d_b$. Para barras mayores que el N° 5 el diámetro de doblé será según la Tabla 7.2.

7.2.3 El diámetro interno de doblé de la malla de alambre soldada (de alambre liso o estriado) para estribos o ligaduras no será menor que $4d_b$ para el alambre estriado mayor que 7 mm de diámetro y $2d_b$ para todos los demás alambres. Los dobleces con un diámetro interno menor que $8d_b$ no se ubicarán a menos de $4d_b$ de la intersección soldada más próxima.

7.3 DOBLADO

7.3.1 Todas las barras se doblarán en frío, a menos que el Ingeniero permita lo contrario.

7.3.2 Ninguna barra embutida parcialmente en concreto podrá doblarse, excepto si se indica en los planos o lo permita el Ingeniero.

7.4 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO

7.4.1 En el momento de vaciar el concreto, el refuerzo metálico debe estar libre de lodo, aceite u otros recubrimientos no metálicos que puedan afectar adversamente la capacidad de adherencia.

7.4.2 El refuerzo con escamas de fábrica, con óxido o una combinación de ambos, deberá considerarse satisfactorio si las dimensiones mínimas, incluyendo la altura de los resaltos y el peso de una muestra de prueba limpiada a mano con cepillo de alambre, no son menores de lo que requieren las especificaciones a que se hace referencia en las Secciones 3.5.1, 3.5.3 y 3.5.4.

7.5 COLOCACION DE LAS ARMADURAS

7.5.1 Las barras se colocarán con precisión, se apoyarán sobre soportes adecuados y se fijarán de tal manera de limitar los posibles desplazamientos dentro de las tolerancias permisibles de la Sección 7.5.2.

7.5.2 A menos que se especifique otra cosa, las armaduras deberán ubicarse dentro de las tolerancias indicadas en las Subsecciones siguientes:

7.5.2.1 Las tolerancias tanto para la altura útil d , como para el espesor mínimo del recubrimiento, se indican en la Tabla 7.5.

Sin embargo, la tolerancia en el recubrimiento para las caras inferiores de los elementos será de menos 5 mm y en ningún caso el recubrimiento podrá quedar reducido en más de $1/3$ del valor mínimo estipulado en los planos o en las especificaciones de la estructura.

Tabla 7.5

Tolerancias

Altura Útil d	Tolerancias	
	En altura útil	En recubrimiento mínimo
$d \leq 20 \text{ cm}$	$\pm 10 \text{ mm}$	$- 10 \text{ mm}$
$d > 20 \text{ cm}$	$\pm 15 \text{ mm}$	$- 15 \text{ mm}$

7.5.2.2 La tolerancia longitudinal de las barras en sus extremos y dobleces será de $\pm 5 \text{ cm}$, salvo los extremos discontinuos de los miembros, donde la tolerancia será de $\pm 1.5 \text{ cm}$.

7.5.3 Cuando se empleen mallas de alambre con diámetros iguales o menores de 6 mm en losas de luz menor de 3 m , dicha armadura podrá curvarse desde un punto situado sobre el apoyo y cerca del borde superior de la losa, hasta otro localizado en el centro de la luz y cerca de la cara inferior de la misma, siempre que tal refuerzo sea continuo sobre el apoyo o esté debidamente anclado en el mismo.

7.5.4 Los puntos de cruce de las barras de la armadura no deben soldarse a menos que lo autorice el Profesional Responsable.

7.6 SEPARACIÓN DEL REFUERZO

7.6.1 La separación libre entre barras paralelas de una capa no será menor que d_b ni menor que 2.5 cm . Véase también la Sección 3.3.3.

7.6.2 Cuando las barras paralelas del refuerzo se colocan en dos o más capas, las barras de las capas superiores serán colocadas en la misma vertical de las de las capas inferiores, con una separación libre entre las capas no menor que 2.5 cm .

7.6.3 En elementos comprimidos, ligados o zunchados, la separación libre entre barras longitudinales no será menor que 4 cm ni una vez y media el diámetro nominal de la barra. Véase también la Sección 3.3.3.

7.6.4 Los valores límites para la separación libre entre barras se aplicarán también para la separación libre entre empalmes solapados y entre éstos y barras adyacentes.

7.6.5 En muros, losas y placas (con excepción de losas y placas nervadas), la separación para el refuerzo principal no será mayor que dos veces el espesor del muro, losa o placa ni más de 35 cm.

7.6.6 Grupos de Barras

7.6.6.1 Se admite la posibilidad de disponer barras en contacto en vigas y columnas.

7.6.6.2 En las columnas las barras en grupo, con un máximo de tres, estarán firmemente amarradas a la esquina de la ligadura que las circunda.

7.6.6.3 En las vigas se colocarán en parejas y las dos barras del grupo deberán estar situadas en un mismo plano vertical, la una sobre la otra. Entre ejes de parejas deberá mantenerse una distancia horizontal no menor de 2.5 diámetros, ni inferior a un diámetro más 25 mm. En vertical entre pareja y pareja, o entre pareja y barra, deberá quedar una separación libre no inferior a un diámetro. En ningún caso se permitirá el contacto de dos barras situadas en un mismo plano horizontal.

En las vigas no se usarán grupos con barras mayores del N° 11.

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

7.6.6.5 Cuando las limitaciones de separación entre barras o del recubrimiento mínimo se basen en el diámetro d_b de la barra, un grupo de barras será considerado como una sola barra con un área equivalente al área total del grupo.

7.7 RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO

El recubrimiento mínimo de las barras de refuerzo se indica a continuación:

7.7.1 Concreto Vaciado en Sitio

El recubrimiento no podrá ser menor que el diámetro de la barra protegida, ni inferior a la dimensión máxima del agregado grueso aumentada en 5 mm, ni a los valores especificados en la Tabla 7.7.1.

7.7.2 Concreto Prefabricado Producido Bajo las Condiciones de Control en Planta.

Los recubrimientos mínimos serán los de la Sección 7.7.1 disminuidos en 5 mm.

7.7.3 Grupos de Barras

Para grupos de barras el recubrimiento mínimo será igual al diámetro del área equivalente al grupo pero no es necesario que sea mayor que 5 cm, salvo para el caso de concreto vaciado contra el terreno y permanentemente en contacto con el mismo, cuyo recubrimiento mínimo será de 7 cm.

Tabla 7.7.1

Características del Ambiente	Recubrimiento mínimo en cm			
	Losas y placas	Muros	Cáscaras y placas plegadas	Vigas y columnas
Piezas al abrigo de la intemperie	1.5	2	1.5	2.5
Piezas expuestas a la intemperie en ambientes no agresivos	2	2.5	1.5	3
Piezas expuestas a la intemperie en ambientes medianamente agresivos	3	3.5	2	4
Piezas en contacto con el terreno	4	4		4
Piezas vaciadas contra el terreno y permanentemente en contacto con el mismo	7	7		7

7.7.4 Ambientes Corrosivos

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

7.7.5 Cuando el concreto esté expuesto a acciones de cloruros de origen externo, tales como contacto o rociado de aguas salobres o aguas de mar, el concreto deberá dosificarse para satisfacer los requisitos de exposición a condiciones especiales del Artículo 4.5 de estas Normas. Como medida adicional contra la corrosión se recomienda un recubrimiento mínimo de 5 cm en muros, losas o placas y, 6 cm para otros miembros. Para concreto prefabricado bajo condiciones de control en planta se recomienda un recubrimiento mínimo de 4 y 5 cm respectivamente.

7.7.6 Protección Contra el Fuego

Cuando las condiciones particulares de una obra requieren recubrimientos de protección contra el fuego mayores que los especificados en la Tabla 7.7.1, privarán los requisitos más exigentes.

7.8 DETALLES ESPECIALES PARA COLUMNAS

7.8.1 Barras No Alineadas

Los detalles de las barras longitudinales no alineados deberán ajustarse a las siguientes disposiciones:

7.8.1.1 La pendiente de la parte inclinada de la barra con respecto al eje de la columna no deberá ser mayor de 1:6.

7.8.1.2 Las partes de la barra que estén arriba o abajo del segmento inclinado serán paralelos al eje de la columna.

7.8.1.3 En los extremos de la parte inclinada se proveerá de un soporte horizontal constituido ya sea por un refuerzo transversal o por partes de la estructura del entrepiso. El soporte horizontal previsto será diseñado para resistir 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza transmitida por la parte inclinada de la barra. Si se usan ligaduras o hélices para resistir esta componente se colocarán a no más de 15 cm del punto de doblez.

7.8.1.4 Las barras no alineadas deberán doblarse antes de ser colocadas en los encofrados. (Véase el Artículo 7.3).

7.8.1.5 Cuando los paramentos de las columnas de pisos consecutivos estén desplazadas 10 cm o más y no pueden equilibrarse los empujes de las barras no alineadas en la estructura del entrepiso, las uniones de las barras verticales adyacentes a los paramentos considerados deberán hacerse por medio de espigas con el solape requerido, de acuerdo al Artículo 12.16.

7.8.2 Núcleos Metálicos

En miembros mixtos sometidos a compresión la transmisión de la carga en los núcleos metálicos se realizará conforme a las siguientes disposiciones:

7.8.2.1 Los perfiles metálicos de las columnas mixtas deberán terminarse con precisión en sus extremos para poder transmitir la carga en las uniones, y deberán adoptarse medidas adecuadas para garantizar la alineación y el contacto concéntrico de un perfil sobre el otro.

7.8.2.2 En las uniones a tope por contacto la transmisión del esfuerzo se considerará efectiva hasta un 50 % de la compresión total en el perfil metálico. El resto de la fuerza será transmitida por otros medios.

7.8.2.3 Las bases de las columnas en su unión con la fundación, se diseñarán de acuerdo a lo especificado en el Artículo 15.8.

7.8.2.4 La base de la sección metálica deberá diseñarse para que transmita la carga total de la columna mixta a la zapata, o puede diseñarse para transferir únicamente la carga de la sección metálica. Esto último solo es posible, si se provee de un área de concreto suficientemente amplia para la transferencia en la fundación de la parte de la carga total soportada por la sección de concreto armado de la columna.

7.9 NODOS

7.9.1 Con el fin de mantener la integridad de las uniones de los elementos estructurales, tales como vigas y columnas, deberá confinarse el concreto para garantizar la efectividad de los empalmes de las armaduras que continúan y de los anclajes extremos que terminan en dichas uniones.

7.9.2 El confinamiento puede consistir en el concreto externo o en ligaduras, zunchos o estribos cerrados.

7.10 ARMADURA TRANSVERSAL PARA MIEMBROS COMPRIMIDOS

7.10.1 La armadura transversal para miembros comprimidos cumplirá las disposiciones de las Secciones 7.10.4 y 7.10.5 y, cuando se requiera refuerzo de corte o de torsión, éste deberá cumplir con las disposiciones del Capítulo 11.

7.10.2 La armadura transversal para columnas mixtas deberá ajustarse al Artículo 10.13.

7.10.3 Se pueden omitir las disposiciones relativas a la armadura transversal de los Artículos 7.10 y 10.13 cuando mediante ensayos y el análisis estructural se demuestre que existe una resistencia adecuada y que es factible la construcción.

7.10.4 Zunchos

El refuerzo helicoidal para elementos comprimidos deberá ajustarse a la Sección 10.9.3 y a las siguientes disposiciones:

7.10.4.1 Los zunchos consistirán en hélices con paso constante, formadas por barras o alambres continuos, armadas de tal manera que su tamaño y rigidez permitan su manejo y colocación sin que se distorsionen sus dimensiones de diseño.

7.10.4.2 Para las construcciones vaciadas en sitio el diámetro de la barra o alambre de los zunchos no será menor que N° 3.

7.10.4.3 La separación libre entre hélices no excederá de 8 cm ni será menor de 3 cm. Véase también la Sección 3.3.3.

7.10.4.4 El anclaje del refuerzo helicoidal consistirá en una vuelta y media adicional de la hélice en cada extremo.

7.10.4.5 Las uniones en las barras o alambres de las hélices serán empalmes por solape de $48d_b$ pero no menos de 30 cm, o mediante uniones soldadas.

7.10.4.6 El refuerzo helicoidal deberá extenderse desde el tope de la zapata o losa en cualquier entrepiso hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo del miembro que se apoya superiormente sobre la columna.

7.10.4.7 Cuando no existan vigas o ménsulas en todos los lados de la columna, deberán colocarse ligaduras por encima de la terminación del espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco.

7.10.4.8 En columnas con capiteles, la hélice deberá extenderse hasta un nivel para el cual el diámetro o ancho del capitel sea 2 veces el diámetro de la columna.

7.10.4.9 Las hélices deberán sujetarse firmemente en posición con ayuda de amarres de alambre o separadores verticales.

7.10.4.10 Si se emplean separadores y el diámetro de la barra o alambre de la hélice es menor que el N° 5, se colocará un mínimo de dos separadores para hélices menores de 50 cm de diámetro, tres separadores para hélices de 50 a 75 cm de diámetro y cuatro separadores para las de más de 75 cm de diámetro.

Para el caso de diámetro de barra o alambre de la hélice N° 5 o mayores deberán usarse tres separadores para hélices de 60 cm o menos de diámetro, y cuatro para las de más de 60 cm de diámetro.

7.10.5 Ligaduras

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

7.10.5.1 Todas las barras longitudinales deberán cercarse con ligaduras transversales de por lo menos N° 2 para barras longitudinales N° 4, por lo menos N° 3 para barras mayores del N° 4 y hasta el N° 11 inclusive y por lo menos N° 4 para barras longitudinales mayores del N° 11 y para los grupos de barras longitudinales. Las ligaduras N° 2 podrán ser de barras lisas. Puede también usarse para ligaduras el alambre corrugado y la malla de alambre soldada que tengan un área equivalente.

7.10.5.2 La separación vertical de las ligaduras no excederá de 16 diámetros de la barra longitudinal, 48 diámetros de la ligadura, o la menor dimensión de la columna.

7.10.5.3 Las ligaduras se dispondrán de tal forma que cada barra longitudinal alternada y cada barra esquinera tengan un soporte lateral proporcionado por el doblez de una ligadura que tenga un ángulo interno no mayor de 135 grados. Ninguna barra sin soporte lateral estará separada de la barra soportada lateralmente más de 15 cm libres medidos sobre la ligadura. Cuando las barras longitudinales estén localizadas sobre el perímetro de un círculo, se puede emplear una ligadura circular.

En columnas, donde la geometría de la sección dificulte el arriostroamiento de las barras con ligaduras cerradas, se permite el uso de ligaduras de una rama para el soporte lateral de barras opuestas.

7.10.5.4 En los extremos de las columnas la primera y la última ligadura estarán separadas de la cara superior del entrepiso o zapata o de la armadura horizontal más baja del elemento que apoya superiormente, una distancia igual o menor que la mitad de la separación entre las ligaduras en la zona central.

7.10.5.5 Cuando exista confinamiento debido a vigas o ménsulas que se cruzan sobre una columna en dos direcciones aproximadamente perpendiculares, la última ligadura puede colocarse a no más de 8 cm por debajo de la armadura más baja de la viga o ménsula de menor altura.

7.11 ARMADURA TRANSVERSAL EN LOS ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION

7.11.1 El acero en compresión de las vigas estará cercado con ligaduras o estribos que satisfagan las limitaciones relativas al diámetro y separación de las barras según la Sección 7.10.5, o con una malla de alambre soldada, de un área equivalente. Tales ligaduras o estribos deberán emplearse en toda la longitud donde se requiera el acero en compresión.

7.11.2 La armadura transversal para miembros solicitados en flexión, sometidos a esfuerzos reversibles o a torsión en los apoyos, consistirá en ligaduras, estribos o hélices que se extiendan alrededor del refuerzo principal.

7.11.3 Las ligaduras o estribos se pueden formar de una sola pieza, ciñendo los ganchos extremos de las mismas alrededor de una barra longitudinal, o bien de una o dos piezas empalmadas por uniones solapadas de la Clase C (Solape de $1.7 l_d$) o ancladas de acuerdo con el Artículo 12.12.

7.12 ARMADURA DE RETRACCION Y TEMPERATURA

7.12.1 Para contrarrestar los esfuerzos de retracción y temperatura en losas estructurales armadas en una sola dirección, se proporcionará una armadura de repartición perpendicular a la principal.

7.12.1.1 La armadura de retracción y temperatura se proveerá de acuerdo con la Sección 7.12.2.

7.12.2 Las armaduras corrugadas que cumplan con la Sección 3.5.3 y se usen como armaduras de retracción y temperatura, deben proveerse de acuerdo con las siguientes cuantías:

7.12.2.1 La relación del área de la armadura de retracción y temperatura respecto al área de la sección total del concreto no será menor de los valores siguientes:

a. En losas donde se empleen barras estriadas de Grado 28 o 35	0.0020
b. En losas donde se empleen barras estriadas o malla de alambre soldada (lisa o estriadas), Grado 42	0.0018
c. En losas donde se utiliza refuerzo cuya resistencia cedente sea mayor que 4200 kgf/cm ²	0.0018 x 4200
	f_y

pero, en ningún caso será menor de 0.0014.

7.12.2.2 El refuerzo de retracción y temperatura se colocará con una separación que no excederá de 35 cm ni de cinco veces el espesor de la losa.

7.12.2.3 En todas las secciones donde se requiera, la armadura para los esfuerzos de retracción y temperatura tendrá capacidad para desarrollar en tracción el esfuerzo de cedencia especificado f_y , de acuerdo con el Artículo 12.1 o 12.14.

PARTE 4 REQUISITOS GENERALES

CAPITULO 8 ANALISIS Y DISEÑO-CONSIDERACIONES GENERALES

8.0 NOTACION

A_s	= Área de la armadura en tracción, cm^2
A'_s	= Área de la armadura en compresión, cm^2 .
b	= Ancho de la zona comprimida de la sección, cm .
d	= Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura traccionada, cm .
E_c	= Módulo de elasticidad del concreto, kgf/cm^2 . Véase la Sección 8.5.1.
E_s	= Módulo de elasticidad de la armadura, kgf/cm^2 . Véase la Sección 8.5.2.
f'_c	= Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm^2 .
f_y	= Resistencia cedente especificada en armadura, kgf/cm^2 .
K_{c1}	= Rigidez de la columna superior.
K_{c2}	= Rigidez de la columna inferior.
K_b	= Rigidez de la viga.
$K_{b1} \cdot K_{b2}$	= Rigideces de las vigas a uno y otro lado de la columna.
l_n	= Luz libre para momentos positivos o fuerzas cortantes y promedio de luces libres adyacentes para momentos negativos.
M^E	= Momento transmitido por la viga suponiendo empotramiento perfecto.
M_{c1}	= Momento en la base de la columna superior.
M_{c2}	= Momento en el tope de la columna inferior.
V_c	= Fuerza de corte nominal resistida por el concreto.
w_u	= Carga mayorada por unidad de longitud de viga o por área unitaria de placa o losa.
w_c	= Peso unitario del concreto, kgf/m^3 .
β_1	= Factor definido en la Sección 10.2.7.
ΔM^E	= Máxima diferencia entre los momentos en los extremos de las dos vigas que inciden en la columna por sus caras opuestas, con los otros extremos rígidamente empotrados, suponiendo una de las vigas cargada y la otra no.

ρ = Cuantía relativa de la armadura en tracción.

$$\rho = A_s/bd$$

ρ' = Cuantía relativa de la armadura en compresión.

$$\rho' = A'_s/bd$$

ρ_b = Cantidad relativa de refuerzo que produce condiciones de deformación unitaria balanceada. Véase la Sección 10.3.2.

ϕ = Coeficiente de minoración de resistencia. Véase el Artículo 9.3.

8.1 METODOS DE DISEÑO

8.1.1 Los miembros de las estructuras de concreto armado serán diseñados para tener la resistencia adecuada, de acuerdo a las disposiciones de estas Normas utilizando los factores de mayoración de cargas y los factores de reducción de capacidad ϕ que se especifican en el Capítulo 9.

8.2 ACCIONES

8.2.1 Las disposiciones de estas Normas se basan en el supuesto de que las estructuras se diseñarán para resistir todas las acciones a que puedan estar sometidas durante su vida útil.

8.2.2 Las acciones de servicio deberán estar de acuerdo con la Norma "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones", COVENIN-MINDUR 2002.

8.2.3 Para las acciones del viento y el sismo, la estructura primaria se proyectará para resistir la totalidad de las cargas laterales, teniendo en cuenta los posibles incrementos en las solicitaciones originados por elementos no estructurales. En el Capítulo 18 se dan las disposiciones especiales de diseño sismo-resistente.

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

8.3 METODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

8.3.1 Todos los miembros de pórticos u otras estructuras continuas se proyectarán para resistir los efectos máximos de las acciones mayoradas, determinados mediante un análisis estructural elástico, salvo las modificaciones dispuestas en las Secciones 8.3.2 y 8.3.3. Como simplificación se pueden utilizar las disposiciones de los Artículos 8.6 a 8.9.

8.3.2 Se autoriza el empleo de métodos aproximados de análisis de pórticos para edificaciones convencionales con luces y altura de pisos usuales.

8.3.3 En el diseño de vigas continuas y losas continuas, en lugar de un método más exacto de análisis de pórticos, se pueden emplear los valores aproximados de momentos flectores y fuerzas de corte que se detallan en la Tabla 8.3.3, si se satisfacen las siguientes condiciones:

- El número de tramos es de dos o más.
- Las luces son aproximadamente iguales sin que la luz mayor de dos tramos adyacentes exceda en más del 20 % a la menor.
- Las cargas están uniformemente distribuidas.
- La carga unitaria variable no excede de tres veces la carga unitaria permanente.
- Los miembros son prismáticos.

Tabla 8.3.3

Momentos Flectores y Fuerza de Corte Aproximados,

Para Vigas y Losas Continuas

Momento Positivo	
Tramos extremos	
Apoyo exterior articulado o empotrado en vigas perimetrales	$W_u l_n^2 / 11$
Apoyo exterior mediante empotramiento en columna	$W_u l_n^2 / 14$
Tramos interiores	$W_u l_n^2 / 16$
Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior	
Dos tramos	$W_u l_n^2 / 9$
Más de dos tramos	$W_u l_n^2 / 10$
Momento negativo en las demás caras de apoyo interiores	$W_u l_n^2 / 11$

Momento negativo en las caras de los apoyos para Losas con luces no mayores de 3 m y vigas cuya rigidez sea inferior al octavo de la suma de las rigideces de las columnas en cada extremo del tramo.	$W_u l_n^2 / 12$
Momento negativo en las caras interiores de los apoyos extremos para miembros construídos monolíticamente con sus apoyos Cuando el apoyo es una viga perimetral Cuando el apoyo es una columna	$W_u l_n^2 / 24$ $W_u l_n^2 / 16$
Fuerza cortante en miembros extremos en la cara del primer apoyo interior	$1.15 W_u l_n / 2$
Fuerza cortante en las caras de todos los demás apoyos	$W_u l_n / 2$

8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTÍNUOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

8.4.1 Excepto cuando se empleen valores aproximados para los momentos flectores, los momentos negativos calculados por el análisis estructural elástico en los apoyos de elementos continuos, sometidos a flexión, para cualquier distribución supuesta de carga, se pueden aumentar o disminuir en no más de:

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

8.4.2 Los momentos negativos modificados deberán usarse para calcular los momentos en las secciones dentro del tramo.

8.4.3 La redistribución de los momentos negativos será empleada sólo cuando la sección en la cual se reduce el momento se diseña de tal manera que ρ ó $\rho - \rho'$ sea igual o menor que $0.50 \rho_b$, donde:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \frac{6300}{6300 + f_y} \quad (8-1)$$

8.5 MÓDULOS DE ELASTICIDAD

8.5.1 El módulo de elasticidad para el concreto E_c , puede tomarse como $0.14 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ (en kgf/cm²) para valores de w_c entre 1440 y 2420 kgf/m³. Para concreto de peso normal E_c puede considerarse como $15100 \sqrt{f'_c}$.

8.5.2 El módulo de elasticidad del acero de refuerzo se puede considerar como de 2.1×10^6 kgf/cm².

8.6 RIGIDEZ

8.6.1 Se podrá adoptar para toda la estructura cualquier suposición razonable para calcular las rigideces relativas en flexión y torsión de columnas, muros, entrepisos y estructuras de techo. Las suposiciones deberán ser consistentes en todo el análisis.

8.6.2 Tanto en la determinación de momentos como en el diseño de los miembros se considerará el efecto de las cartelas.

8.7 LUZ DE CALCULO

8.7.1 La luz de cálculo para losas según sus condiciones de apoyo serán como sigue:

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

8.7.2 La luz de cálculo para vigas será como sigue:

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

8.7.3 Para el diseño de vigas construídas monolíticamente con sus apoyos, podrán usarse los momentos en las caras de los apoyos.

3.8 ESTRUCTURAS APORTICADAS

Bajo la acción de las cargas verticales, las vigas y columnas podrán calcularse de acuerdo a los métodos simplificados que para ellos se establecen en las Secciones 8.3.2, 8.3.3 y en las Subsecciones 8.8.2.1, 8.8.3.1 y 8.8.3.2.

8.8.1 Distribución de la Carga Variable

La carga variable se puede considerar como aplicada solamente sobre el entrepiso o techo en consideración.

Las formas de distribución de la carga variable pueden limitarse a combinaciones de:

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

8.8.2 Vigas

En general las vigas se calcularán como elementos integrantes de una estructura continua y se dedicará especial atención al estudio de las distribuciones más desfavorables de las cargas variables.

8.8.2.1 Con la excepción de edificios irregulares en su estructura o en sus cargas, las vigas podrán calcularse admitiendo como simplificación, que en cada piso, las columnas adyacentes están rígidamente empotradas tanto en el piso inmediatamente inferior como en el superior, si lo hubiere.

8.8.3 Columnas

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

En todo caso se dedicará especial atención a las combinaciones de los momentos máximos simultáneos con una fuerza axial máxima y con una fuerza axial mínima.

8.8.3.1 Con las excepciones que se indican en la Subsección 8.8.2.1, los momentos en las columnas en los diferentes niveles de pisos pueden calcularse mediante el esquema estructural simplificado que se especifica en dicha Subsección. La determinación de los momentos máximos puede limitarse al cálculo de los momentos originados en las columnas en la hipótesis de una carga variable alternada en los diferentes tramos.

8.8.3.2 En el caso de emplearse los métodos aproximados de la Sección 8.3.3 para el cálculo de los momentos y fuerzas de corte de las vigas del pórtico, los correspondientes momentos aproximados de las columnas se calcularán mediante la aplicación de las fórmulas dadas en la Tabla siguiente :

Tabla 8.8.3.2

Momentos Flectores Aproximados para Columnas

Momentos de las Columnas Exteriores		
	Pórtico de un vano	Pórticos de dos o más vanos
Momento en la base de la columna superior	$M_{c1} = \frac{K_{c1}}{K_{c1} + K_{c2} + 0.5 K_b} M^E$	$M_{c1} = \frac{K_{c1}}{K_{c1} + K_{c2} + K_b} M^E$
Momento en el tope de la columna inferior	$M_{c2} = \frac{K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2} + 0.5 K_b} M^E$	$M_{c2} = \frac{K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2} + K_b} M^E$

Momentos de las Columnas Interiores	
Momento en la base de la columna superior	$M_{c1} = \frac{K_{c1}}{K_{c1} + K_{c2} + K_{b1} + K_{b2}} \Delta M^E$
Momento en el tope de la columna inferior	$M_{c2} = \frac{K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2} + K_{b1} + K_{b2}} \Delta M^E$

8.9 VIGAS T

8.9.1 Las alas y el alma de las vigas T deberán vaciarse monolíticamente o de lo contrario se adoptarán las disposiciones constructivas que garanticen la unión efectiva de las partes integrantes.

8.9.2 El ancho efectivo de la losa o placa que constituye las alas de la viga T no excederá de 1/4 de la luz de la viga. El ancho efectivo del ala en cada lado del alma (medido de las caras del alma), no excederá de:

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

8.9.3 Para las vigas con el ala de un solo lado, el ancho efectivo del ala (desde la cara del alma) no excederá de:

- a. $1/12$ de la luz de la viga.
- b. 6 veces el espesor de la losa o placa.
- c. $1/2$ de la distancia libre hasta la viga próxima.

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

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

8.9.5.1 El refuerzo transversal se diseñará para soportar la carga mayorada sobre el ancho del ala, suponiendo que el ala actúa en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse el ancho completo del ala que sobresale. Para otras vigas T, se necesita considerar sólo el ancho efectivo del ala.

8.9.5.2 La separación del refuerzo transversal no será mayor de 5 veces el espesor de la losa o placa, ni excederá de 35 cm.

8.10 ENTREPIOS NERVADOS

8.10.1 Los entrepisos nervados consisten en una combinación monolítica de nervios separados regularmente, armados en una o en dos direcciones y una loseta superior.

8.10.2 Los nervios no tendrán menos de 10 cm de ancho y su altura no excederá de 3.5 veces su ancho mínimo.

8.10.3 La separación libre entre nervios no será mayor de 75 cm.

8.10.4 Los entrepisos nervados que no satisfagan las limitaciones de las Secciones 8.10.1 a 8.10.3 se diseñarán como losas y vigas.

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

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

- b. El espesor de la loseta de concreto sobre los elementos de relleno permanente no será menor de 4 cm, ni de $1/12$ de la distancia libre entre los nervios.
- c. En entrepisos nervados en una sola dirección se proporcionará en la loseta un refuerzo perpendicular a los nervios, de acuerdo con lo requerido en la Sección 7.12.

8.10.6 Cuando se empleen moldes removibles o elementos de relleno que no cumplan con los requisitos de la Sección 8.10.5 se tendrán en cuenta las siguientes disposiciones:

- a. El espesor de la loseta de concreto no será menor de 5 cm ni de $1/12$ de la distancia libre entre nervios.
- b. El refuerzo perpendicular a los nervios será proporcionado en la loseta teniendo en cuenta los momentos flectores, considerando las cargas concentradas si las hubiere, pero no será menor que el requerido en el Artículo 7.12.

8.10.7 Cuando la loseta superior contenga conductos o tuberías, según lo permitido en el Artículo 6.3, el espesor de la misma en cualquier punto será por lo menos 2.5 cm mayor que el diámetro o la altura total de los conductos o tuberías. Tales conductos o tuberías no deberán perjudicar significativamente la resistencia de la losa nervada.

8.10.8 La resistencia al corte V_c , suplida por el concreto, puede tomarse para los nervios en un 10 % mayor que los valores dados en el Capítulo 11. La resistencia al corte puede incrementarse por macizado, ensanchando los nervios en los extremos, o por medio de armaduras.

8.10.9 Las losas nervadas de más de 6 m de luz estarán rigidizadas por nervios transversales de arriostramiento, de la misma sección y armadura que las longitudinales, distribuida por mitades como armadura superior e inferior, pero no menor de 2 barras N° 4; la longitud no arriostrada de los nervios será 3 m como máximo. Independientemente de la luz de la losa, se podrá omitir los nervios transversales, si se comprueba por cálculo que no son necesarios para resistir la flexión transversal originada por la aplicación de cargas concentradas en diferentes puntos de la losa.

8.11 REVESTIMIENTO DE PISOS

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

CAPITULO 9 REQUISITOS PARA LA RESISTENCIA Y LAS CONDICIONES DE SERVICIO

9.0 NOTACION

- A_g = Area total de la sección, cm^2 .
 A_s = Area de la armadura en tracción, cm^2 .
 A'_s = Area de la armadura en compresión, cm^2 .
 CP = Acciones o cargas permanentes, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
 CV = Acciones o cargas variables, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
 d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el centroide de la armadura a tracción, cm .
 d_s = Distancia desde la fibra extrema traccionada hasta el centroide de la armadura a tracción, cm .
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto, kgf/cm^2 .
 Véase la Sección 8.5.1.
 f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm^2 .
 $\sqrt{f'_c}$ = Raíz cuadrada de la resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm^2 .
 f_{ct} = Resistencia promedio a la tracción indirecta del concreto de agregados livianos, kgf/cm^2 .
 f_r = Módulo de rotura del concreto, kgf/cm^2 .
 f_y = Resistencia cedente especificada de la armadura, kgf/cm^2 .
 F = Acciones o solicitaciones debidas al peso y a la presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.
 h = Espesor total del miembro, cm .
 h_c = Espesor de la pared en secciones rectangulares en cajón.
 H = Acciones o solicitaciones debidas a los empujes de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua contenida en los mismos.
 I_{cr} = Momento de inercia de la sección agrietada, transformada a concreto.
 I_e = Momento de inercia efectivo para el cálculo de la flecha.

- I_g = Momento de inercia de la sección total de concreto alrededor del eje que pasa por el baricentro, despreciando la armadura.
- ℓ = Luz de cálculo para vigas o losas en una dirección, tal como se define en el Artículo 8.7; saliente libre de voladizos, cm.
- ℓ_n = Luz libre en la dirección más larga para construcciones armadas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en placas sin vigas y medida cara a cara de las vigas u otros apoyos en los demás casos.
- M_a = Momento máximo en un miembro, para la etapa en la que se está calculando la flecha.
- M_{cr} = Momento de agrietamiento. Véase la Subsección 9.5.2.3.
- P_b = Resistencia nominal a carga axial en condiciones de deformación balanceada. Véase la Sección 10.3.2.
- P_n = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.
- P_u = Carga axial mayorada para una excentricidad dada $\leq \phi P_n$.
- S = Acciones o cargas sísmicas, o momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
- T = Efectos estructurales acumulados de temperatura, fluencia, retracción de fraguado y asentamientos diferenciales.
- U = Resistencia requerida para soportar las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internos relacionados con ellas.
- w_c = Peso unitario del concreto, kgf/m³.
- W = Acciones o cargas de viento, o momentos y fuerzas internos relacionados con ella.
- y_t = Distancia medida desde el baricentro de la sección total, despreciando la armadura, hasta la fibra extrema traccionada.
- α = Relación de la rigidez a flexión de la sección de la viga a la rigidez a flexión de un ancho de losa limitado lateralmente por la línea central del panel adyacente (si lo hay) a cada lado de la viga. Véase el Capítulo 13.
- α_m = Valor promedio de α para todas las vigas en los bordes de un panel.
- β = Relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de placas.
- β_s = Relación de la longitud de los bordes continuos al perímetro total de un panel de placa.

- γ = Relación de recubrimiento.
- λ = Multiplicador para el cálculo de la flecha adicional a largo plazo, según se define en la Subsección 9.5.2.5.
- ξ = Factor dependiente del tiempo de actuación de las cargas sostenidas. Véase la Subsección 9.5.2.5.
- ρ' = Cuantía de la armadura comprimida
- $$\rho' = A'_s / bd$$
- ϕ = Factor de minoración de resistencia. Véase el Artículo 9.3.

9.1 GENERALIDADES

9.1.1 Las estructuras y los elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida, la cual se calculará para las cargas y las fuerzas mayoradas, en las combinaciones que se estipulan en estas Normas.

9.1.2 Los elementos deberán satisfacer también todos los otros requisitos de estas Normas para asegurar un comportamiento adecuado en condiciones de servicio.

9.2 RESISTENCIA REQUERIDA

9.2.1 La resistencia requerida U para resistir la carga permanente CP y la variable CV será por lo menos igual a:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV \quad (9-1)$$

En esta expresión U representa la resistencia requerida a momento flector (M_u), a carga axial (P_u), a fuerza cortante (V_u) o a cualquier otra carga, y los coeficientes 1.4 y 1.7 son factores de mayoración para las respectivas cargas permanentes y variables.

9.2.2 Cuando se toma en cuenta en el diseño la acción del sismo S , se investigarán las siguientes combinaciones para determinar la máxima resistencia requerida U .

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.7 CV) + 1.0 S \quad (9-2)$$

y

$$U = 0.9 CP + 1.0 S \quad (9-3)$$

en la expresión (9.2) las combinaciones de carga incluirán el valor completo y el valor cero de CV para determinar la condición más severa; además para cualquier combinación de CP , CV y S la resistencia requerida U no será menor que

la dada por la expresión (9.1). Véase también las disposiciones de la Subsección 18.1.2.2.

9.2.3 Cuando se toma en cuenta en el diseño la acción del viento W se aplicarán las expresiones:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.7 CV + 1.7 W) \quad (9-4)$$

$$U = 0.9 CP + 1.3 W \quad (9-5)$$

9.2.4 Cuando se toma en cuenta en el diseño las acciones H del empuje de tierra u otros materiales incluyendo la presión del agua contenida en los mismos, la resistencia requerida U será por lo menos igual a:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV + 1.7 H \quad (9-6)$$

con la salvedad de que si CP ó CV reducen el efecto de H , se aplicará la expresión:

$$U = 0.9 CP + 1.7 H \quad (9-7)$$

Para cualquier combinación de CP , CV y H , la resistencia requerida U no será menor que el valor dado por la expresión (9-1).

9.2.5 Cuando se toma en cuenta en el diseño las acciones F debidas al peso y la presión de fluidos con densidades bien definidas y con alturas máximas controlables, la resistencia requerida U será por lo menos igual a:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV + 1.4 F \quad (9-8)$$

con la salvedad que si CP o CV reducen el efecto de F se aplicará la expresión:

$$U = 0.9 CP + 1.4 F \quad (9-9)$$

Para cualquier combinación de CP , CV y F la resistencia requerida U no será menor de:

$$U = 1.4 CP + 1.7 CV$$

La presión vertical de líquidos será tomada en cuenta como carga permanente CP , considerando las posibles fluctuaciones de la altura del líquido.

9.2.6 Cuando se toma en cuenta en el diseño los efectos del impacto, éstos serán incluidos en la carga variable CV .

9.2.7 Cuando los efectos T , provenientes de los asentamientos diferenciales, fluencia, retracción, o cambios de temperatura, puedan ser significativos en el diseño, la resistencia requerida U será por lo menos igual a:

$$U = 0.75 (1.4 CP + 1.4 T + 1.7 CV) \quad (9-10)$$

pero no será menor que:

$$U = 1.4 (CP + T) \quad (9-11)$$

Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, fluencia, retracción, o cambios de temperatura, se basarán en una evaluación realista de estos efectos durante el servicio de la estructura.

9.2.8 Para el caso de edificios de viviendas, oficinas u otros, cuya carga variable CV sobre los entresijos no sobrepase el valor de 0.75 CP y sea menor de 500 kgf/m², se podrán aplicar las siguientes expresiones en lugar de las correspondientes de las Secciones 9.2.1 a 9.2.7.

$$U = 1.5 (CP + CV) \quad (9-1a)$$

$$U = 1.2 (CP + CV) + 1.0 S \quad (9-2a)$$

$$U = 1.2 (CP + CV) + 1.3 W \quad (9-4a)$$

$$U = 1.5 (CP + CV) + 1.7 H \quad (9-6a)$$

$$U = 1.5 (CP + CV) + 1.4 F \quad (9-8a)$$

$$U = 1.2 (CP + CV) + 1.1 T \quad (9-10a)$$

Las Fórmulas (9-3), (9-5), (9-7) y (9-9), que no contienen CV, quedan vigentes en su forma original.

9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

9.3.1 La resistencia de diseño de un miembro, la de sus uniones a otros miembros, o la de sus secciones será tomada como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos e hipótesis de estas Normas, multiplicada por un factor de minoración de resistencia ϕ .

9.3.2 El factor de minoración de resistencia ϕ será como sigue:

- a. En flexión sin carga axial 0.90
- b. Carga axial y carga axial con flexión.
(Para carga axial con flexión, tanto la carga axial como el momento se multiplicarán por un mismo valor de ϕ).
 - i. Tracción axial y flexotracción 0.90
 - ii. Compresión axial y flexocompresión:
 - Miembros zunchados según la Sección 10.9.3 0.75
 - Para otros miembros 0.70

Sin embargo, para valores bajos de carga axial el factor ϕ puede aumentarse en la siguiente forma:

En la medida que ϕP_n disminuye de $0.10 f'_c A_g$ hasta cero, ϕ puede incrementarse linealmente desde el valor antes fijado hasta 0.90, cuando se satisfacen

las tres condiciones siguientes:

1. $f_y \leq 4200 \text{ kgf/cm}^2$
2. La armadura es simétrica
3. $\gamma = (h - d' - d_s)/h \geq 0.70$

Para los miembros que no cumplen las tres condiciones anteriores ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90, a medida que ϕP_n disminuye hasta cero, a partir del menor de los valores siguientes:

$$0.10 f'_c A_g \quad \text{ó}$$

$$\phi P_b$$

- | | |
|--|------|
| c. Corte y torsión | 0.85 |
| d. En aplastamiento del concreto | 0.70 |

9.3.3 La longitud de desarrollo especificada en el Capítulo 12 no requiere un factor ϕ .

9.4 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA LA ARMADURA

A los efectos del diseño no se utilizará una resistencia de la armadura f_y mayor que 5600 kgf/cm^2 .

9.5 CONTROL DE LAS FLECHAS

9.5.1 Los miembros de concreto armado sometidos a flexión se diseñarán para tener una rigidez adecuada que limite las flechas, o cualquier deformación que pueda afectar adversamente la resistencia o el buen comportamiento de la estructura en condiciones de servicio.

9.5.2 Elementos Armados en una Dirección.

9.5.2.1 El espesor mínimo estipulado en la Tabla 9.5(a) se aplicará a los elementos armados en una dirección que no soporten ni estén unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas, a menos que el cálculo de las flechas indique que puede usarse un espesor menor sin efectos adversos.

Los valores dados en la Tabla 9.5(a) se usarán directamente para miembros de concreto de peso normal ($w_c = 2400 \text{ kgf/m}^3$ aproximadamente) con armadura de Grado 42. Para otras condiciones los valores se modificarán en la siguiente forma:

- a. Para concreto estructural liviano que tenga el peso unitario comprendido entre 1400 y 1900 kgf/m^3 , los valores se multiplicarán por $(1.65 - 0.0003 w_c) \geq 1.09$, siendo w_c el peso unitario en kgf/m^3 .
- b. Para f_y diferente de 4200 kgf/cm^2 los valores se multiplicarán por $0.4 + f_y / 7000$

9.5.2.2 Cuando se tiene que calcular las flechas, aquellas que ocurren inmediatamente con la aplicación de la carga se calcularán con los métodos y fórmulas usuales de la teoría elástica, considerando en la rigidez de los miembros, los efectos de la fisuración y de la armadura.

Tabla 9.5 (a)

Altura Mínima de Vigas o Espesor Mínimo de Losas Armadas
en una Dirección, a Menos que se Calculen las Flechas.

Miembros	Altura o Espesor Mínimo h			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
	Miembros que no soportan ni están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.			
Losas Macizas	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervadas	$l/16$	$l/18$	$l/21$	$l/8$

9.5.2.3 A menos que los valores de la rigidez se obtengan por un análisis riguroso, la flecha instantánea se calculará con el módulo de elasticidad E_c del concreto especificado en la Sección 8.5.1, y con el momento de inercia efectivo determinado según la expresión que sigue, pero que no podrá ser mayor que el momento de inercia de la sección total I_g :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (9-12)$$

donde M_{cr} es el momento de agrietamiento dado por la expresión

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (9-13)$$

y para concretos de peso normal, el módulo de ruptura está dado por la expresión:

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} \quad (9-14)$$

Si se usa concreto de agregado liviano se aplicará una de las siguientes modificaciones:

a. Cuando se especifica f'_{ct} y el concreto es dosificado de acuerdo con el

Artículo 4.2, f_r se calculará por la expresión: $f_r = 1.12 f_{ct}$ pero no excederá el valor $2 \sqrt{f'_c}$.

- b. Cuando no se especifica f_{ct} , se multiplicará f_r de la expresión (9-14) por 0.75 para concreto "totalmente liviano" y por 0.85 para concreto "liviano de arena". Se puede aplicar la interpolación lineal cuando se usa un remplazo parcial de la arena.

9.5.2.4 Para tramos continuos, el momento de inercia efectivo en cada tramo puede calcularse promediando el valor obtenido con la expresión (9-12) para la sección crítica con momento positivo con el promedio de los valores obtenidos para las secciones críticas de momento negativo. Para los miembros de sección constante simplemente apoyados o continuos, el momento de inercia efectivo puede tomarse como el valor obtenido mediante la Fórmula (9-12) para el centro del tramo y el momento de inercia efectivo del apoyo para los voladizos.

Tabla 9.5 (b)

Flechas Máximas Permisibles

Tipo de Miembro	Flechas a Considerarse	Flechas Límites
Techos planos que no soportan ni están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Flecha instantánea debida a la carga variable L	$\frac{L}{180}$ (1)
Entrepisos que no soportan ni están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas	Flecha instantánea debida a la carga variable L	$\frac{L}{360}$
Techos o entrepisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Aquella parte de la flecha total que se produce después de la fijación de los elementos no estructurales (suma de la flecha a largo plazo debida a todas las cargas permanentes y la flecha instantánea debida a cualquier carga variable adicional aplicada después de la fijación de los elementos no estructurales). (3).	$\frac{L}{480}$ (2)
Techos o entrepisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales que no son susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		$\frac{L}{240}$ (4)

NOTAS:

- (1) Este límite no considera la posibilidad de estancamiento de agua, cuyo efecto debe verificarse mediante cálculos adecuados de flechas, incluyendo las flechas adicionales debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de las cargas permanentes, la contraflecha inicial, las tolerancias de construcción y la confiabilidad de los dispositivos de drenaje.
- (2) Se puede exceder este límite si se toman medidas adecuadas para prevenir el daño de los elementos unidos o soportados.
- (3) La flecha a largo plazo deberá determinarse de acuerdo a la Subsección 9.5.2.5 pero puede reducirse deduciendo la parte de la flecha que se produce antes de la colocación de los elementos no estructurales. Esta parte puede determinarse en base a los datos técnicos aceptables referentes a las características de variación de las flechas con el tiempo de miembros similares a los considerados.
- (4) Este límite no será mayor que la tolerancia prevista para los elementos no estructurales. El valor puede ser excedido si se proporciona una contraflecha tal que la diferencia entre ésta y la flecha total no supere el límite estipulado.

9.5.2.5 A menos que sus valores se obtengan por un análisis más riguroso, las flechas adicionales a largo plazo, para miembros sometidos a flexión (de concretos de peso normal o liviano) se obtendrán multiplicando la flecha instantánea causada por la carga sostenida que se considera, por el factor:

$$\gamma = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (9-15)$$

donde ρ' es la cuantía del acero en compresión en el centro de la luz para los tramos simplemente apoyados y continuos, y en el apoyo para los voladizos. A falta de una información más precisa para el factor ξ que depende del tiempo, pueden tomarse los valores de la Tabla 9.5.2.5.

Tabla 9.5.2.5

Factor ξ para Flechas Producidas por Cargas Sostenidas

Tiempo	Factor ξ
3 meses	1.0
6 meses	1.2
1 año	1.4
5 años o más	2.0

9.5.2.6 Las flechas calculadas de acuerdo con las Subsecciones 9.5.2.2 a 9.5.2.5 inclusive, no excederán los límites estipulados en la Tabla 9.5(b).

9.5.3 Sistemas Estructurales Armados en Dos Direcciones

9.5.3.1 El espesor mínimo de placas o sistemas armados en dos direcciones, que se diseñan de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 13, y que tengan una relación entre la luz larga y la corta no mayor de 2, será determinado por las expresiones (9-16), (9-17) y (9-18) y otras disposiciones de la Sección 9.5.3.

$$h = \frac{\ell_n (800 + 0.07 f_y)}{36000 + 5000 \beta \left[\alpha_m - 0.5 (1 - \beta_s) \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \quad (9-16)$$

pero no menos que:

$$h = \frac{\ell_n (800 + 0.07 f_y)}{36000 + 5000 \beta (1 + \beta_s)} \quad (9-17)$$

y no es necesario que sea mayor de:

$$h = \frac{\ell_n (800 + 0.07 f_y)}{36000} \quad (9-18)$$

sin embargo, el espesor no será menor que los siguientes valores:

- | | |
|--|-------|
| a. Placas sin vigas ni ábacos | 12 cm |
| b. Placas sin vigas pero con ábacos que se ajusten a la Subsección 9.5.3.2 | 10 cm |
| c. Placas con vigas en los cuatro bordes con un valor de α_m por lo menos igual a 2.0 | 9 cm |

9.5.3.2 Para placas sin vigas pero con ábacos, puede reducirse en un diez por ciento el espesor requerido por las Fórmulas (9-16), (9-17) o (9-18), pero cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- Los ábacos se extienden desde el eje de los apoyos, una distancia no menor que $1/6$ de la luz correspondiente a cada dirección, medida esta última de centro a centro de los apoyos.
- La altura o espesor de los ábacos es por lo menos igual a $1/4$ del espesor de la placa.

9.5.3.3 En los bordes discontinuos se dispondrá de una viga de borde con una relación de rigideces α no menor de 0.80, de lo contrario el espesor mínimo requerido por las Fórmulas (9-16), (9-17), (9-18) de la Subsección 9.5.3.2, será incrementado al menos en un 10 %.

9.5.3.4 Puede usarse un espesor menor que el mínimo requerido por las Subsecciones 9.5.3.1, 9.5.3.2 y 9.5.3.3, si se demuestra por cálculos que la flecha no excederá los límites estipulados en la Tabla 9.5(b). Las flechas se calcularán tomando en cuenta las dimensiones, la forma del panel y las condiciones de apoyo. Para el cálculo de las flechas, el módulo de elasticidad E_c del concreto, será el que se especifica en la Sección 8.5.1. El momento de inercia será el efectivo I_e , dado por la Fórmula (9-12). Se pueden usar otros valores de I_e si la flecha así calculada concuerda razonablemente con los resultados de ensayos representativos. Las flechas adicionales a largo plazo se calcularán de acuerdo a la Subsección 9.5.2.5.

9.5.4 Construcción Compuesta

9.5.4.1 Construcción Apuntalada

Cuando los miembros compuestos sometidos a flexión están soportados de tal manera que después del retiro de los puntales la carga permanente es resistida por la sección compuesta total, para el cálculo de las flechas estos miembros pueden considerarse equivalentes a miembros vaciados monolíticamente. El concreto de la zona comprimida determinará si se aplican los valores de la Tabla 9.5(a) correspondientes a concreto de peso normal, o los valores modificados para el concreto liviano. Cuando se calcule la flecha se debe tomar en cuenta la curvatura resultante de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y vaciados en sitio y los efectos de la fluencia axial en los miembros de concreto pretensado.

9.5.4.2 Construcción no Apuntalada

Cuando el espesor del miembro prefabricado no pretensado, sometido a la flexión, satisface los requisitos de la Tabla 9.5(a), no es necesario calcular las flechas. Cuando el espesor de un miembro mixto, no pretensado, satisface los requisitos de la Tabla 9.5(a) no es necesario calcular la flecha que se produce después que el miembro se torna mixto, pero la flecha a largo plazo del miembro prefabricado deberá investigarse en base a la magnitud y duración de la carga, antes de que la acción compuesta se haga efectiva.

9.5.4.3 La flecha calculada de acuerdo a las Subsecciones 9.5.4.1 y 9.5.4.2 no excederá los límites estipulados en la Tabla 9.5(b).

CAPITULO 10 FLEXION Y CARGAS AXIALES

10.0 NOTACION

- a = Altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos tal como se define en la Sección 10.2.7.
- A = Area efectiva del concreto en tracción que rodea la armadura de flexión traccionada, y que tiene el mismo baricentro que tal armadura, dividida por el número de barras o alambres, cm^2 . Cuando la armadura de flexión se compone de barras o alambres de diferentes diámetros, el número de barras o alambres se calculará como el área total de la armadura dividido por el área del alambre o barra más grande que se utilice.
- A_c = Area del núcleo de un miembro comprimido zunchado, medida hasta el diámetro exterior del zuncho, cm^2 .
- A_g = Area total de la sección, cm^2 .
- A_s = Area de la armadura en tracción, cm^2 .
- A_{st} = Area total de la armadura longitudinal, (barras o perfiles de acero), cm^2 .
- A_t = Area de perfil de acero estructural, tubo o perfiles tubulares en una sección mixta, cm^2 .
- A_1 = Area cargada.
- A_2 = Area máxima de la base de un tronco de pirámide o cono contenido completamente dentro del apoyo que es geométricamente similar y concéntrica con el área cargada.
- b = Ancho de la zona comprimida de la sección, cm .
- c = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el eje neutro, cm .
- C_m = Factor que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura traccionada, cm .
- d_c = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más cerca de ella, cm .
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto, kgf/cm^2 . Véase la Sección 8.5.1.

- E_s = Módulo de elasticidad de la armadura, kgf/cm². Véase la Sección 8.5.2.
 EI = Rigidez a la flexión de un miembro comprimido. Véanse las Fórmulas (10-9) y (10-10).
 f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm².
 f_s = Esfuerzo calculado en la armadura, bajo cargas de servicio, kgf/cm².
 f_y = Resistencia cedente especificada de la armadura, kgf/cm².
 h = Espesor total del miembro, cm.
 I_g = Momento de inercia de la sección total del concreto alrededor del eje que pasa por el baricentro despreciando la armadura.
 I_{se} = Momento de inercia de la armadura alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal del miembro.
 I_t = Momento de inercia del perfil de acero estructural, tubo o perfil tubular, alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal de un miembro mixto.
 k = Factor de longitud efectiva para miembros comprimidos.
 l_u = Longitud no soportada del miembro comprimido.
 M_c = Momento mayorado a utilizar para el diseño del miembro comprimido.
 M_{1b} = Valor del menor momento mayorado en el extremo del miembro comprimido arriostrado, calculado según un análisis convencional elástico de pórticos, positivo si el miembro se deforma con una sola curvatura, negativo si se deforma con curvatura doble.
 M_{2b} = Valor del mayor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido debido a aquellas acciones que no producen desplazamientos laterales apreciables, calculado según un análisis convencional elástico de pórticos.
 M_{2s} = Valor del mayor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido debido a aquellas acciones que producen desplazamientos laterales apreciables, calculado según un análisis convencional elástico.
 P_b = Resistencia nominal a carga axial, en condiciones de deformación balanceada. Véase la Sección 10.3.2.
 P_c = Carga crítica. Véase la Fórmula (10-9).
 P_n = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.
 P_o = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad igual a cero.
 P_u = Carga axial mayorada para una excentricidad dada.

- r = Radio de giro de la sección transversal de un miembro comprimido.
- z = Cantidad que limita la distribución de la armadura de flexión. Véase el Artículo 10.6.
- β_1 = Factor definido en la Sección 10.2.7
- β_d = Relación del máximo momento mayorado de la carga permanente al máximo momento mayorado de la carga total, siempre positiva.
- δ_b = Factor de magnificación de momento flector en pórticos arriostrados contra desplazamientos laterales, para considerar los efectos de la curvatura del miembro comprimido.
- δ_s = Factor de magnificación de momento flector en pórticos no arriostrados contra desplazamientos laterales, para considerar el incremento en el desplazamiento lateral producido por las acciones laterales y gravitacionales.
- ρ = Cuantía de la armadura en tracción
- $$\rho = A_s / bd$$
- ρ_b = Cuantía de la armadura que produce condiciones de deformación balanceada. Véase la Sección 10.3.2.
- ρ_s = Relación del volumen de la armadura de los zunchos al volumen total del núcleo (medido por la parte exterior de los zunchos) en un miembro comprimido zunchado.
- ϕ = Factor de reducción de resistencia. Véase el Artículo 9.3.

10.1 ALCANCE

Las disposiciones del Capítulo 10 se aplicarán al diseño de miembros sometidos a flexión o a cargas axiales, o a su combinación.

10.2 HIPOTESIS DE DISEÑO

10.2.1 El diseño a la rotura de miembros sometidos a momentos y cargas axiales se basará en las hipótesis dadas en las Secciones 10.2.2 a 10.2.7, en el cumplimiento de las condiciones de equilibrio aplicables y en la compatibilidad de las deformaciones.

10.2.2 Las deformaciones de la armadura y del concreto se supondrán directamente proporcionales a su distancia al eje neutro, salvo para vigas altas con relaciones de altura a luz libre mayores que 2/5 en tramos continuos, y a 4/5 para un tramo, donde se considerará una distribución no lineal de deformaciones.

Véase el Artículo 10.7.

10.2.3 A los efectos del cálculo, la deformación máxima del concreto en su fibra extrema comprimida se supondrá igual a 0.003.

10.2.4 Para el cálculo del esfuerzo en la armadura se usará el diagrama esfuerzo-deformación elasto-plástico con un módulo de elasticidad igual a E_s y un esfuerzo máximo igual a f_y .

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

10.2.6 El diagrama esfuerzo-deformación del concreto puede suponerse como rectangular, trapezoidal, parabólico o de otra forma, siempre y cuando se obtenga una resistencia acorde con los resultados de ensayos representativos.

10.2.7 Los requisitos de la Sección 10.2.6 se pueden considerar satisfechos con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, definida en la siguiente forma:

- Se supondrá un esfuerzo en el concreto de $0.85 f'_c$ uniformemente distribuido sobre una zona comprimida, limitada por los bordes de la sección y una línea recta paralela al eje neutro y ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra que tenga la máxima deformación en compresión.
- La distancia c desde la fibra con la máxima deformación en compresión hasta el eje neutro deberá medirse en una dirección perpendicular a este eje.
- El factor β_1 se tomará en la siguiente forma:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c \leq 280 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\beta_1 = 1.05 - f'_c/1400 \geq 0.65 \text{ para } f'_c > 280 \text{ kgf/cm}^2$$

10.3 PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

10.3.1 El diseño de secciones sometidas a flexión, cargas axiales, o su combinación, se basará en las hipótesis de compatibilidad fijadas en el Artículo 10.2.

10.3.2 Se define que en una sección existen las condiciones de deformación balanceada cuando la armadura más traccionada alcanza la deformación correspondiente a su esfuerzo cedente especificado f_y y simultáneamente el concreto en compresión alcanza la deformación máxima de 0.003.

10.3.3 En los miembros sometidos a flexocompresión en los cuales la resistencia de diseño a carga axial ϕP_n sea inferior que la menor de las dos cantidades: $0.10 f'_c A_g$ y ϕP_b , la cuantía máxima de la armadura será tal, que la profundidad del eje neutro no será mayor que 0.75 de la que corresponde a las

condiciones de deformación balanceada sin carga axial. Además en las vigas T la cuantía de la armadura en tracción que equilibra el concreto en compresión no será mayor que $0.75 \rho_b$.

10.3.4 Diseño de Miembros Sometidos a Carga Axial

La resistencia de diseño a carga axial, de miembros comprimidos, ϕP_n , no será mayor que uno de los límites definidos en las Subsecciones siguientes:

10.3.4.1 Para miembros con armadura helicoidal que satisfagan los requisitos de la Sección 7.10.4 o miembros mixtos que se ajusten al Artículo 10.13:

$$\phi P_{n(\text{máx})} = 0.85 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-1)$$

10.3.4.2 Para miembros con ligaduras que cumplan con la Sección 7.10.5:

$$\phi P_{n(\text{máx})} = 0.80 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-2)$$

10.3.5 Diseño de Miembros Sometidos a Carga Axial y Momento Flector

Los miembros sometidos a carga axial y momento se diseñarán para el momento máximo que actúa simultáneamente con la carga axial. La carga axial mayorada P_u , no excederá para el caso de compresión del valor dado en la Sección 10.3.4.

10.3.5.1 El momento mayorado máximo M_u será magnificado por los efectos de esbeltez de conformidad con el Artículo 10.10.

10.4 DISTANCIA ENTRE ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.4.1 La longitud no arriostrada lateralmente entre apoyos de una viga, no será mayor que 50 veces el menor ancho de la zona comprimida.

10.4.2 Al determinar la separación entre arriostramientos se tomarán en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga que produce la flexión.

10.5 ARMADURA MÍNIMA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.1 En cualquier sección de un miembro sometido a flexión, con excepción de lo dispuesto en la Sección 10.5.2 cuando se requiera por análisis una armadura positiva, la cuantía ρ provista no será menor que la dada por la expresión:

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y} \quad (10-3)$$

En vigas T y en los nervios de las losas nervadas, cuando el alma está en tracción, la cuantía ρ se calculará, para este fin, considerando el ancho del alma.

Como alternativa, el área de la armadura provista en cada sección, positiva o negativa, será por lo menos en un tercio mayor que la requerida por análisis.

10.5.2 Para losas macizas de espesor uniforme, el área mínima y la separación máxima de las armaduras principales serán las que se requieren por retracción y temperatura de acuerdo al Artículo 7.12.

10.6 DISTRIBUCIÓN DE LAS ARMADURAS DE FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCION

10.6.1 Esta Sección reglamenta la distribución de armaduras para controlar la fisuración debida a la flexión en vigas y losas armadas en una dirección.

La distribución de las armaduras de flexión en placas armadas en dos direcciones se especifica en el Artículo 13.3.

10.6.2 Las armaduras en tracción de miembros sometidos a flexión se distribuirán adecuadamente en las zonas traccionadas del miembro tal como se requiere en la Sección 10.6.3.

10.6.3 Cuando la resistencia cedente de diseño f_y para las armaduras en tracción excede de 2800 kgf/cm^2 , las secciones correspondientes a los momentos positivos y negativos máximos se dimensionarán de tal manera que el valor z dado por la expresión:

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (10-4)$$

no exceda de 31000 kgf/cm para ambientes interiores y 26000 kgf/cm para exteriores. Los esfuerzos calculados para las armaduras en condiciones de servicio f_s , en kgf/cm^2 , se determinarán dividiendo el momento actuante entre el producto del área del acero por el brazo mecánico. Como simplificación puede tomarse f_s como el 60 % de la resistencia cedente especificada f_y .

10.6.4 Las disposiciones de la Sección 10.6.3 pueden ser insuficientes en estructuras sometidas a ambientes muy agresivos o las diseñadas para ser impermeables al agua. En tal caso se requiere hacer investigaciones y tomar precauciones especiales.

10.6.5 Cuando el ala de una viga T está en tracción, parte de las armaduras traccionadas diseñadas a flexión se distribuirá sobre el menor de los valores siguientes:

El ancho efectivo del ala, el cual se define en el Artículo 8.9,

Un ancho igual a $1/10$ de la luz.

Si el ancho efectivo del ala es superior a $1/10$ de la luz se deberán colocar armaduras longitudinales adicionales en las partes restantes del ancho efectivo.

10.6.6 Si la altura de la viga es mayor de 75 cm, se colocará una armadura longitudinal de paramento de un área igual a por lo menos 10 % del área de la armadura de tracción diseñada a flexión, la cual se distribuirá en las caras laterales de la viga, en la zona traccionada (por flexión), con una separación no mayor que el ancho del alma, ni superior a 30 cm. Tal refuerzo puede incluirse en los cálculos de la resistencia sólo cuando se realice un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos en las barras o alambres individuales.

10.7 VIGAS-PARED

10.7.1 Los miembros sometidos a flexión con una relación de altura a luz libre mayor que $2/5$ para tramos continuos, o $4/5$ para tramos simplemente apoyados, se diseñarán como vigas-pared (miembros de gran altura sometidos a flexión) tomando en consideración la distribución no lineal de las deformaciones, y el pandeo lateral.

10.7.2 El diseño de vigas-pared para los efectos de corte satisfará los requisitos del Artículo 11.7.

10.7.3 La armadura mínima en tracción por flexión cumplirá los requisitos del Artículo 10.5.

10.7.4 La armadura mínima horizontal y vertical en las caras laterales de las vigas-pared será la correspondiente al más exigente de los requisitos de las Secciones 11.7.8 y 11.7.9 o las Secciones 14.3.2 y 14.3.3.

10.8 SECCIÓN EFECTIVA DE MIEMBROS COMPRIMIDOS

10.8.1 Miembros Comprimidos Aislados con Hélices Múltiples

Los límites externos de la sección efectiva de un miembro comprimido con dos o más zunchos entrelazados se tomarán hacia afuera de los bordes externos de las hélices a una distancia igual al recubrimiento requerido por el Artículo 7.7.

10.8.2 Miembros Comprimidos que se Construyen Monolíticamente con Muros

Los límites externos de la sección efectiva de un miembro comprimido zunchado o con ligaduras construido monolíticamente con un muro o pila de concreto se tomará ya sea como un círculo, un cuadrado o un rectángulo, cuya circunferencia o lados estén por lo menos 4 cm por fuera del zuncho.

10.8.3 Sección Circular Equivalente de Miembros Comprimidos

En miembros comprimidos de sección cuadrada, octogonal o de otra forma similar, en lugar de usar para el diseño el área total completa, puede considerarse la de una sección circular inscrita en la forma verdadera. Tanto el área

total considerada, como la cuantía requerida de las armaduras y la resistencia de diseño se basarán en la sección circular así definida.

10.8.4 Área Efectiva Mínima

Para determinar la armadura mínima y la resistencia de diseño en un miembro comprimido con una sección mayor que la requerida por consideraciones de carga, puede usarse un área efectiva reducida A_g , no menor que la mitad del área total.

10.9 LÍMITES PARA LAS ARMADURAS DE MIEMBROS COMPRIMIDOS

10.9.1 El área de las armaduras longitudinales para miembros comprimidos no mixtos no será menos de 0.01 ni más de 0.08 veces el área total A_g de la sección. Esta área de armaduras se refiere a la totalidad de las barras en la sección e incluye por lo tanto las barras solapadas si las hubiere.

10.9.2 El número mínimo de barras de refuerzo longitudinal para miembros comprimidos será de 4 para barras dispuestas dentro de ligaduras rectangulares o circulares, 3 para barras dentro de ligaduras triangulares y 6 para columnas con finadas por hélices que cumplen con la Sección 10.9.3.

10.9.3 La cuantía de armadura helicoidal ρ_s no será menor que el valor dado por la expresión:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (10-5)$$

donde f_y es la resistencia cedente especificada de la armadura helicoidal, la cual no será mayor de 4200 kgf/cm².

10.10 EFECTOS DE ESBELTEZ EN LOS MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION

10.10.1 El diseño de los miembros comprimidos se basará en las fuerzas y momentos determinados en el análisis de la estructura. Tal análisis tendrá en cuenta:

La influencia de las cargas axiales y de los momentos de inercia vacías en la rigidez de los miembros.

El efecto de las flechas sobre los momentos y las fuerzas.

Los efectos de las deformaciones a largo plazo.

10.10.2 En lugar de las indicaciones establecidas en la Sección 10.10.1, los efectos de la esbeltez en los miembros comprimidos pueden evaluarse de acuerdo con el procedimiento aproximado que se presenta en el Artículo 10.11.

10.10.3 No es necesario aplicar los requisitos detallados en el Artículo 10.11 si los efectos de esbeltez en los miembros comprimidos se evalúan de acuerdo con la Sección 10.10.1.

10.11 EVALUACIÓN APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

10.11.1 Longitud no Arriostrada de Miembros Comprimidos

10.11.1.1 La longitud no arriostrada ℓ_u de un miembro comprimido se tomará como la distancia libre entre las losas de entrepiso, vigas u otros miembros capaces de proporcionarle apoyo lateral.

10.11.1.2 Donde hay capiteles o cartelas, la longitud no arriostrada se medirá hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

10.11.2 Longitud Efectiva de Miembros Comprimidos

10.11.2.1 Para miembros comprimidos arriostrados contra desplazamientos laterales, el factor de longitud efectiva k se tomará como 1.0, a menos que un análisis demuestre que puede usarse un valor inferior.

10.11.2.2 Para miembros comprimidos no arriostrados contra desplazamientos laterales, el factor de longitud efectiva k se determinará teniendo en cuenta los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa, y será mayor de 1.0.

10.11.3 Radios de Giro

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

10.11.4 Consideración de los Efectos de Esbeltez

10.11.4.1 Para los miembros comprimidos arriostrados contra desplazamientos laterales, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando

$$k\ell_u/r < 34 - 12 M_1/M_2$$

10.11.4.2 Para miembros comprimidos no arriostrados contra desplazamientos laterales, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando

$$k\ell_u/r < 22$$

10.11.4.3 Para todos los miembros comprimidos se hará un análisis tal como se define en la Sección 10.10.1 cuando

$$k\ell_u/r > 100$$

10.11.5 Magnificación de Momentos

10.11.5.1 Los miembros comprimidos se diseñarán utilizando las cargas axiales mayoradas P_u provenientes del análisis estructural convencional y los momentos mayorados magnificados M_c definidos por la expresión:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (10-6)$$

donde

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \geq 1.0 \quad (10-7)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \Sigma P_u / \phi \Sigma P_u} \quad (10-8)$$

y

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \quad (10-9)$$

ΣP_u y ΣP_c son las sumatorias para todas las columnas del piso considerado. Para los pórticos no arriostrados contra desplazamientos laterales deben calcularse los dos valores, δ_b y δ_s . Para pórticos arriostrados contra desplazamientos laterales, δ_s será igual a cero. El valor de k usado para determinar P_c de la Fórmula (10-9) se obtendrá según la Subsección 10.11.2.1 para calcular δ_b y según la Subsección 10.11.2.2 para calcular δ_s .

10.11.5.2 Como una aproximación aceptable el valor de EI en la expresión (10-9) puede tomarse bien sea como:

$$EI = \frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (10-10)$$

o en forma conservadora:

$$EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + \beta_d} \quad (10-11)$$

donde β_d es la relación entre el momento debido a la carga permanente y el momento debido a la carga total.

10.11.5.3 Para los miembros arriostrados contra desplazamientos laterales, y sin cargas transversales entre los apoyos, el valor de C_m en la expresión (10-7) puede tomarse como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \quad (10-12)$$

pero no menor de 0.4.

Para todos los demás casos C_m se tomará igual a 1.0.

10.11.5.4 Si los cálculos indican que no hay momentos en ambos extremos del miembro comprimido o que las excentricidades en los extremos obtenidas por cálculo son menores que $(1.5 + 0.03h)$ cm, el valor de M_2 en la Fórmula (10-6) se basará en una excentricidad mínima de $(1.5 + 0.03h)$ cm, para cada uno de los ejes principales de inercia por separado. La relación M_{1b}/M_{2b} en la Fórmula (10-12) se determinará de acuerdo a una de las formas siguientes:

- a. Cuando las excentricidades calculadas en los extremos son menores que $(1.5 + 0.03h)$ cm, se pueden usar los momentos calculados para evaluar M_{1b}/M_{2b} en la Fórmula (10-12).
- b. Cuando los cálculos indican que prácticamente no existen momentos en ninguno de los dos extremos del miembro comprimido, la relación M_{1b}/M_{2b} se tomará igual a uno.

10.11.5.5 Si los cálculos indican que no hay momentos flectores en ambos extremos de un miembro comprimido que no está arriostrado contra desplazamientos laterales, o cuando las excentricidades calculadas para los extremos son menores de $(1.5 + 0.03h)$ cm, el valor de M_{2b} en la Fórmula (10-6) se basará en una excentricidad mínima de $(1.5 + 0.03h)$ cm, considerada separadamente para cada eje principal.

10.11.6 Magnificación de Momentos para Miembros Sometidos a Flexión

En los pórticos no arriostrados contra desplazamientos laterales, los miembros sometidos a flexión se diseñarán para los momentos magnificados totales en los extremos de los miembros comprimidos que concurren al nodo.

10.11.7 Magnificador de Momentos δ para Flexión Biaxial

En el diseño de miembros comprimidos sometidos a flexión biaxial, los momentos actuantes se magnificarán simultáneamente por los respectivos valores δ , tomando en cuenta para el cálculo de estos últimos las condiciones de restricción correspondientes al eje respectivo.

10.12 TRANSMISION DE LAS CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVES DEL SISTEMA DE ENTREPISO

Cuando la resistencia a la compresión especificada para el concreto de una columna sea mayor de 1.4 veces la especificada para el sistema del entrepiso, la transmisión de la carga a través del mismo se hará mediante uno de los tres siguientes procedimientos:

10.12.1 El concreto de la resistencia especificada para la columna se vaciará en el entrepiso en una zona que rodea la columna, que se extenderá hasta una distancia no menor de 60 cm del perímetro exterior de la columna. El concreto de la columna quedarán bien integrado con el concreto del entrepiso y se vaciará de acuerdo con las Secciones 6.4.5 y 6.4.6.

10.12.2 La resistencia de una columna que atraviesa un sistema de entrepiso se basará en el menor valor de la resistencia del concreto, considerando las armaduras longitudinales y transversales existentes en la sección.

10.12.3 Para columnas confinadas lateralmente en los cuatro lados por losas, placas o vigas de aproximadamente igual altura, la resistencia de la columna puede basarse en una supuesta resistencia del concreto en el nodo igual al 75 % de la resistencia del concreto de la columna más el 35 % de la del concreto del entrepiso, pero no se tomará mayor que el doble de la resistencia del concreto del entrepiso.

10.13 MIEMBROS MIXTOS COMPRIMIDOS

10.13.1 Los miembros comprimidos mixtos incluyen a los reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tubos o perfiles tubulares, con o sin barras longitudinales.

10.13.2 La resistencia de un miembro mixto se calculará para las mismas condiciones límites aplicables a los miembros ordinarios de concreto armado.

10.13.3 La parte de la resistencia de la sección a carga axial asignada al concreto debe ser transferida al concreto en forma directa y no por adherencia con la sección de acero estructural. Esta transferencia por compresión directa puede ser lograda mediante ménsulas, conectores de corte, planchas o barras de refuerzo soldadas al perfil de acero con anterioridad al vaciado.

10.13.4 La parte de la resistencia de la sección asignada al acero debe ser transferida al acero por conexión directa al perfil, tubo o perfil tubular.

10.13.5 Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro de una sección mixta no será mayor que el valor dado por la siguiente fórmula:

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I_g/5) + E_s I_t}{(E_c A_g/5) + E_s A_t}} \quad (10-13)$$

Como una aproximación aceptable del valor EI en la Fórmula (10-9) puede tomarse el que resulta de aplicar la siguiente expresión:

$$EI = \frac{E_c I_g/5}{1 + \beta_d} + E_s I_t \quad (10-14)$$

10.13.6 Núcleos de Concreto Embutidos en Perfiles Tubulares de Acero Estructural

10.13.6.1 En los miembros mixtos con núcleos de concreto embutidos en perfiles tubulares de acero estructural, el espesor de sus paredes no será menor que los siguientes valores:

a. Para secciones de lados rectos:

$$b \sqrt{\frac{f_y}{3 E_s}}, \text{ para cada cara de ancho } b$$

b. Para secciones circulares de diámetro h .

$$h \sqrt{\frac{f_y}{8 E_s}}$$

10.13.6.2 Para el cálculo de A_t e I_t se pueden considerar las barras longitudinales ubicadas dentro del núcleo de concreto embutido.

10.13.7 Armadura Helicoidal Alrededor de un Núcleo de Acero Estructural

Un miembro mixto cuyo concreto está armado por medio de hélices que rodean el núcleo de acero estructural, cumplirá lo siguiente:

10.13.7.1 La resistencia especificada a la compresión del concreto no será menor de 175 kgf/cm².

10.13.7.2 La resistencia cedente de diseño del núcleo de acero estructural será la resistencia cedente mínima especificada para el grado de acero estructural que se utilice pero sin exceder de 3500 kgf/cm².

10.13.7.3 La armadura helicoidal cumplirá con los requisitos de la Sección 10.9.3.

10.13.7.4 Las barras longitudinales colocadas dentro de la hélice tendrán un área no menor de 0.01 ni mayor de 0.08 veces el área neta de la sección del concreto.

10.13.7.5 Para el cálculo de A_t e I_t pueden considerarse las barras longitudinales ubicadas dentro de la armadura helicoidal.

10.13.8 Ligaduras Alrededor de los Núcleos de Acero Estructural

Los miembros mixtos con armadura transversal constituida por ligaduras que encierran el concreto que rodea al núcleo de acero estructural cumplirán lo siguiente:

10.13.8.1 La resistencia a la compresión especificada del concreto f'_c no será menor de 175 kgf/cm².

10.13.8.2 La resistencia cedente de diseño del núcleo de acero estructural será la resistencia cedente mínima especificada para el grado de acero estructural que se utilice, pero sin exceder de 3500 kgf/cm^2 .

10.13.8.3 Las ligaduras que rodean completamente el núcleo de acero estructural se colocarán en toda su longitud.

10.13.8.4 Las ligaduras estarán constituidas por barras cuyos diámetros no serán menores de $1/50$ veces la mayor dimensión transversal del miembro mixto, pero no serán inferiores a la barra N° 3 ni necesitarán exceder de la N° 5. También puede utilizarse malla soldada de alambre con un área equivalente.

10.13.8.5 La separación de las ligaduras no excederá de:

16 veces el diámetro de las barras longitudinales,

48 diámetros de las ligaduras

La mitad de la menor dimensión transversal del miembro mixto.

10.13.8.6 Las barras longitudinales rodeadas por las ligaduras no tendrán menos de 0.01 ni más de 0.08 veces el área neta de la sección del concreto.

10.13.8.7 La separación de las barras longitudinales no será mayor que la mitad de la menor dimensión transversal del miembro mixto, debiendo colocarse una barra longitudinal en cada esquina.

10.13.8.8 Al calcular el área para determinar la resistencia se pueden considerar las barras longitudinales rodeadas por las ligaduras, pero no se tomarán en cuenta al calcular I_t cuando se evalúen los efectos de esbeltez.

10.14 RESISTENCIA DEL CONCRETO AL APLASTAMIENTO

10.14.1 La resistencia de diseño del concreto al aplastamiento no excederá de $\phi (0.85 f'_c A_1)$ excepto en los siguientes casos:

10.14.1.1 Cuando la superficie de apoyo sea más ancha que el área cargada en todos los lados, la resistencia de diseño del apoyo sobre el área cargada puede multiplicarse por $\sqrt{A_2/A_1}$, pero no más de 2.

10.14.1.2 Cuando la superficie de apoyo sea inclinada o escalonada, A_2 puede tomarse como el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide o de cono recto contenido completamente dentro del apoyo, y que tenga como base superior el área cargada y pendientes laterales con la relación de 1 vertical a 2 horizontal.

CAPITULO 11 CORTE Y TORSION

11.0 NOTACION

- a = Luz de corte: distancia entre la carga concentrada y la cara del apoyo.
- A_c = Area de la sección del concreto que resiste transferencia de corte, cm^2 .
- A_f = Area de la armadura de flexión que en una ménsula resiste el momento mayorado $V_u a + N_{uc} (h - d)$; cm^2 .
- A_g = Area total de la sección, cm^2 .
- A_h = Área de las armaduras de corte paralelas a las armaduras de flexión traccionadas, cm^2 .
- A_l = Área total de las armaduras longitudinales que resisten torsión, cm^2 .
- A_n = Área de la armadura que en una ménsula resiste la fuerza de tracción N_{uc} ; cm^2 .
- A_s = Área a la armadura en tracción, cm^2 .
- A_t = Área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión dentro de una distancia s , cm^2 .
- A_v = Área de las armaduras de corte dentro de una distancia s , o área de las armaduras de corte perpendiculares al refuerzo de flexión en tracción dentro de una distancia s , para vigas-pared sometidas a flexión, cm^2 .
- A_{vf} = Área de las armaduras de corte por fricción, cm^2 .
- A_{vh} = Área de las armaduras de corte paralelas al refuerzo de flexión en tracción, dentro de una distancia s_2 , cm^2 .
- b = Ancho de la cara comprimida del miembro, cm .
- b_o = Perímetro de la sección crítica para placas y zapatas, cm .
- b_t = Ancho de la porción de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, cm .
- b_w = Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, cm . (Para losas y placas nervadas definidas en el Artículo 8.10, b_w se tomará igual al promedio del ancho del nervio en la sección considerada, salvo que la parte más angosta del nervio esté sometida a compresión por flexión, en cuyo caso b_w se tomará igual al espesor mínimo del nervio).
- c_1 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm .

c_2 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular o rectangular equivalente, medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm.

C_t = Factor que relaciona las propiedades de los esfuerzos cortantes y de torsión

$$C_t = \frac{b_w d}{\sum x^2 y}$$

d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro del refuerzo longitudinal en tracción, cm. (Para secciones circulares, d no necesita ser menor que la distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro del refuerzo en tracción de la mitad opuesta del miembro).

f'_c = Resistencia a la compresión especificada del concreto, kgf/cm².

f_{ct} = Resistencia promedio a la tracción indirecta del concreto de agregados livianos, kgf/cm².

f_d = Esfuerzo debido a la carga permanente no mayorada, en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción se debe a cargas aplicadas externamente, kgf/cm².

f_y = Resistencia cedente especificada de las armaduras, kgf/cm².

h = Espesor total del miembro, cm.

h_v = Espesor total de la sección transversal de una parrilla, cm.

h_w = Altura total del muro desde la base hasta la parte superior, cm.

I = Momento de inercia de la sección que resiste las cargas mayoradas.

l_n = Luz libre. Véase el Capítulo 10.

l_v = Longitud del brazo de una parrilla desde el baricentro de la carga concentrada o reacción, cm.

l_w = Longitud horizontal del muro, cm.

M_m = Momento modificado.

M_p = Momento plástico requerido de la sección transversal de una parrilla.

M_u = Momento mayorado en la sección.

M_v = Momento resistente de una parrilla.

N_u = Carga axial mayorada que se presenta simultáneamente con V_u ; positiva para compresión, negativa para tracción, incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción.

- N_{uc} = Fuerza de tracción mayorada que actúa simultáneamente con V_u sobre la ménsula, positiva para tracción.
- s = Separación de las armaduras de corte o de torsión en dirección paralela al refuerzo longitudinal, cm.
- s_1 = Separación de las armaduras verticales en el muro, cm.
- s_2 = Separación de las armaduras de corte o de torsión en dirección perpendicular al refuerzo longitudinal o de las armaduras horizontales en el muro, cm.
- T_c = Momento torsor resistente nominal atribuido al concreto.
- T_n = Momento torsor resistente nominal.
- T_s = Momento torsor resistente nominal atribuido al refuerzo de torsión. Véase la Subsección 11.5.9.1.
- T_u = Momento de torsión mayorado en la sección.
- V_c = Resistencia nominal a corte atribuida al concreto.
- V_{ci} = Resistencia nominal a corte atribuida al concreto cuando el agrietamiento diagonal resulta de la combinación de corte y momento.
- V_{cw} = Resistencia nominal a corte atribuida al concreto, cuando el agrietamiento diagonal resulta del exceso del esfuerzo de tracción principal en el alma.
- V_d = Fuerza cortante en la sección debida a carga permanente no mayorada.
- V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección debida a las cargas aplicadas externamente que se presenta simultáneamente con M_{max} .
- V_n = Resistencia nominal al corte.
- V_s = Resistencia nominal al corte atribuida a las armaduras de corte.
- V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección.
- x = Dimensión total menor de una parte rectangular de una sección transversal.
- y = Dimensión total mayor de una parte rectangular de una sección transversal.
- $\Sigma x^2 y$ = Propiedades de la sección sometida a torsión. Véanse las Subsecciones 11.5.1.1 y 11.5.1.2.
- x_1 = Dimensión más corta centro a centro de un estribo rectangular cerrado.

- y_1 = Dimensión más larga, centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
- y_t = Distancia del eje baricéntrico de la sección total, despreciando las armaduras (paralelo al eje neutro) hasta la fibra extrema en tracción.
- α = Angulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del miembro.
- α_f = Angulo entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte, grados.
- α_t = Coeficiente definido como una función de y_1/x_1 . Véase la Subsección 11.5.9.1.
- α_v = Relación de la rigidez del brazo de la parrilla a la sección de la placa mixta que lo rodea. Véase la Subsección 11.10.4.4.
- β_c = Relación del lado largo al lado corto del área de carga concentrada o de reacción.
- γ_f = Fracción de momento no equilibrado transferido por flexión en las uniones placa-columna. Véase la Subsección 13.2.2.3.
- γ_v = Fracción del momento no balanceado transferido por excentricidad de corte en las conexiones losa-columna. Véase la Sección 11.11.2.

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

- η = Número de brazos iguales en una parrilla utilizada como armadura de corte.
- λ = Factor correctivo relacionado con el peso unitario del concreto.
- μ = Coeficiente de fricción. Véase la Sección 11.6.4.3
- ρ = Cantidad de la armadura en tracción, cm^2 .

$$\rho = A_s/bd$$

- ρ_h = Relación del área de las armaduras horizontales de corte al área total de concreto de la sección vertical.
- ρ_n = Relación del área de las armaduras verticales de corte al área total de concreto de la sección horizontal.
- $\rho_w = A_s/b_w d$
- ϕ = Factor de reducción de resistencia. Véase el Artículo 9.3.

11.1 RESISTENCIA AL CORTE

11.1.1 El diseño de las secciones transversales sometidas a corte deberán satisfacer la condición:

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

donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al corte calculada según la siguiente expresión:

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

donde V_c es la resistencia nominal al corte asignada al concreto de acuerdo con el Artículo 11.3 y V_s es la resistencia nominal al corte asignada a las armaduras según la Sección 11.4.6.

11.1.1.1 Al determinar la resistencia al corte V_n se considerará el efecto de cualquier abertura existente en los miembros.

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

11.1.2 La fuerza cortante máxima mayorada V_u correspondiente a los apoyos se puede calcular según la Subsección 11.1.2.1 cuando se cumplen las dos condiciones siguientes:

- a. La reacción del apoyo, en la dirección del corte actuante, produce compresión en la zona extrema del miembro.
- b. No hay cargas concentradas entre la cara del apoyo y la posición de la sección crítica definida en la Subsección 11.1.2.1.

11.1.2.1 Cuando la reacción, en la dirección de la fuerza cortante produce compresión en las zonas extremas de un miembro, las secciones ubicadas a menos de una distancia d , medida desde la cara del apoyo, pueden diseñarse para la misma fuerza cortante V_u que la calculada a la distancia d .

11.1.3 Para las vigas-pared, ménsulas y muros estructurales, así como para las losas, placas y zapatas, se aplicarán las disposiciones especiales de los Artículos 11.7 a 11.10.

11.2 CONCRETO LIVIANO

11.2.1 Cuando se utilice concreto con agregado liviano, se aplicará una de las siguientes modificaciones para el cálculo de las resistencias V_c y T_c .

11.2.1.1 Cuando se especifique f_{ct} y el concreto se dosifique de acuerdo con el Artículo 4.2, las disposiciones para V_c y T_c se modificarán sustituyendo a $\sqrt{f'_c}$ por $f_{ct}/1.8$, pero el valor de $f_{ct}/1.8$ no excederá de $\sqrt{f'_c}$.

11.2.1.2 Cuando no se especifique f_{ct} , todos los valores de $\sqrt{f'_c}$ que forman parte de las expresiones de V_c , T_c y M_{cr} se multiplicarán por 0.75 para el concreto "totalmente liviano" y 0.85 para el concreto "liviano con arena". Cuando haya reemplazo parcial de arena puede interpolarse linealmente.

11.3 RESISTENCIA AL CORTE ASIGNADA AL CONCRETO

11.3.1 La resistencia al corte V_c se calculará según las disposiciones de las Subsecciones 11.3.1.1 a 11.3.1.4, a menos que se efectúe un cálculo más preciso de acuerdo con la Sección 11.3.2. Las fórmulas contenidas en las Subsecciones y Sección mencionadas, son aplicables a miembros de sección circular, siendo b_w el diámetro de la sección y d la distancia entre la fibra extrema en compresión y el baricentro del refuerzo en tracción de la mitad opuesta del miembro.

11.3.1.1 Para miembros sometidos únicamente a corte y flexión,

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-3)$$

11.3.1.2 Para miembros sometidos a compresión axial,

$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.007 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-4)$$

La cantidad N_u/A_g se expresará en kgf/cm^2 .

11.3.1.3 Para miembros sometidos a una tracción axial significativa la armadura de corte se diseñará para resistir la fuerza cortante total.

11.3.1.4 En secciones donde el momento de torsión mayorado T_u es mayor de $\phi (0.13 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$ se tomará:

$$V_c = \frac{0.53 \sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + \left(2.5 C_t \frac{T_u}{V_u} \right)^2}} \quad (11-5)$$

11.3.2 La resistencia al corte asignada al concreto V_c , puede determinarse con mayor precisión según las Subsecciones 11.3.2.1 a 11.3.2.3.

11.3.2.1 Para miembros sometidos únicamente a la combinación de corte y flexión,

$$V_c = \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (11-6)$$

pero no será mayor que $0.93 \sqrt{f'_c} b_w d$. M_u es el momento mayorado que se produce simultáneamente con V_u en la sección considerada y el valor $V_u d/M_u$ en la Fórmula (11-6) no se tomará mayor de 1.0.

11.3.2.2 Para miembros sometidos a compresión axial, puede usarse la Fórmula (11-6) para calcular V_c , sustituyendo M_u por M_m , donde:

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \quad (11-7)$$

En este caso el valor $V_u d/M_u$ puede exceder el valor de 1.0. Sin embargo, V_c no se tomará mayor que:

$$V_c = 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 A_g}} \quad (11-8)$$

donde N_u/A_g se expresará en kgf/cm^2 . Cuando el valor M_m , obtenido por la Fórmula (11-7) es negativo, V_c se calculará mediante la (11-8).

11.3.2.3 Para miembros sometidos a tracción axial significativa,

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g}\right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-9)$$

donde N_u es negativa para tracción. La cantidad N_u/A_g se expresará en kgf/cm^2 .

11.4 RESISTENCIA AL CORTE ASIGNADA A LAS ARMADURAS

11.4.1 Tipos de Armaduras de Corte

11.4.1.1 Las armaduras de corte pueden consistir de:

- Estribos perpendiculares al eje del miembro.
- Mallas soldadas de alambres, con alambres colocados perpendicularmente al eje del miembro.

11.4.1.2 Las armaduras de corte pueden también consistir de:

- Estribos que formen un ángulo de 45° o más con las armaduras longitudinales en tracción.
- Armaduras longitudinales con dobleces que forman un ángulo de 30° o más con las restantes armaduras longitudinales en tracción.
- Combinaciones de estribos y armaduras longitudinales dobladas.
- Zunchos.

11.4.2 La resistencia cedente de diseño de las armaduras de corte no excederá de 4200 kgf/cm^2 .

11.4.3 Los estribos y las otras barras o alambres que se utilizan como armaduras de corte abarcarán toda la altura útil d y ambos extremos se anclarán para desarrollar la resistencia cedente de diseño de las armaduras de acuerdo al Artículo 12.12.

11.4.4 Límites de Separación para las Armaduras de Corte

11.4.4.1 La separación de las armaduras de corte colocadas perpendicularmente al eje del miembro no excederá de $d/2$ ni de 60 cm.

11.4.4.2 Los estribos inclinados y las armaduras longitudinales dobladas se separarán de tal modo que cada línea a 45° que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura útil del miembro, hasta la armadura longitudinal de tracción, sea cruzada al menos por una armadura de corte.

11.4.4.3 Cuando V_s exceda de $1.06 \sqrt{f'_c} b_w d$ las separaciones máximas dadas en las Subsecciones 11.4.4.1 y 11.4.4.2 se reducirán a la mitad.

11.4.5 Armadura Mínima de Corte

11.4.5.1 Cuando la fuerza cortante V_u exceda de la mitad de la resistencia al corte asignada al concreto se colocará una armadura mínima de corte en todos los miembros sometidos a flexión, excepto en los siguientes casos:

- a. Losas o placas, zapatas y cabezales.
- b. Entrepisos nervados de concreto, definidos en el Artículo 8.10.
- c. Vigas cuya altura total no exceda al mayor de los siguientes valores:
 - 25 cm
 - 2.5 veces el espesor del ala
 - 1/2 del ancho del alma

11.4.5.2 No será necesario aplicar los requisitos de la Subsección 11.4.5.1 sobre armadura mínima, si se demuestra mediante ensayos que sin esa armadura es posible desarrollar la resistencia de agotamiento requerida en flexión y corte. Tales ensayos deberán simular los efectos del asentamiento diferencial, fluencia, retracción y cambios de temperatura, en base a una estimación razonable de estos efectos que puedan ocurrir en condiciones de servicio.

11.4.5.3 Cuando de acuerdo a la Subsección 11.4.5.1 o por cálculo se requieran armaduras de corte, y si el momento de torsión mayorado T_u no excede $\phi (0.13 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$, el área mínima de las armaduras de corte se calculará por la fórmula:

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (11-10)$$

donde b_w y s se expresarán en cm.

11.4.5.4 Cuando el momento de torsión mayorado T_u exceda de $\phi (0.13 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$ y cuando de acuerdo a la Subsección 11.4.5.1 o por cálculo se requieran armaduras en el alma, el área mínima de estribos cerrados se calculará por la fórmula:

$$A_v + 2A_t = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (11-11)$$

11.4.6 Diseño de las Armaduras de Corte

11.4.6.1 Donde la fuerza cortante mayorada V_u exceda la resistencia a corte ϕV_c , se diseñarán armaduras de corte que satisfagan las Fórmulas (11-1) y (11-2), en las cuales la resistencia a corte V_s se calculará de acuerdo con las Subsecciones 11.4.6.2 a 11.4.6.8.

11.4.6.2 Cuando se utilicen armaduras de corte perpendiculares al eje del miembro su resistencia será:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (11-12)$$

donde A_v es el área de las armaduras de corte en la distancia s .

En secciones circulares, d es la distancia entre la fibra extrema en compresión y el baricentro del refuerzo en tracción de la mitad opuesta del miembro, y A_v será el doble del área de la barra que constituye el zuncho o ligadura.

11.4.6.3 Si se utilizan estribos inclinados como armadura de corte su resistencia será:

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sen \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (11-13)$$

11.4.6.4 Cuando la armadura de corte consista de una sola barra o un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo, su resistencia será:

$$V_s = A_v f_y \sen \alpha \quad (11-14)$$

pero no mayor que $0.80 \sqrt{f'_c} b_w d$

11.4.6.5 Si la armadura de corte consiste de una serie de barras dobladas paralelas o grupos de barras dobladas paralelas a diferentes distancias de los apoyos, la resistencia al corte V_s se calculará por la Fórmula (11-13).

11.4.6.6 Únicamente las $3/4$ partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal doblada se considerarán efectivas para las armaduras de corte.

11.4.6.7 Cuando se utilice más de un tipo de armaduras de corte para reforzar la misma zona de un miembro, la resistencia al corte V_s se calculará como la suma de los valores V_s correspondientes a cada tipo.

11.4.6.8 La resistencia al corte V_s no se tomará mayor que $2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$.

11.5 RESISTENCIA A CORTE Y TORSIÓN COMBINADOS PARA MIEMBROS CON SECCIONES RECTANGULARES O CON ALAS

11.5.1 Los efectos de la torsión se incluirán con los de corte y flexión cuando el momento de torsión mayorado T_u exceda de $\phi (0.13 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$. En caso contrario los efectos de la torsión pueden despreciarse.

11.5.1.1 Para miembros con sección rectangular con o sin alas, la sumatoria $\Sigma x^2 y$ se extenderá a los rectángulos componentes de la sección, pero los anchos de los salientes del ala utilizados en el diseño no excederán de 3 veces su espesor.

11.5.1.2 Una sección rectangular en cajón puede tomarse como una sección maciza, siempre y cuando el espesor de la pared h_c sea al menos $x/4$. Una sección en cajón con un espesor de pared menor de $x/4$, pero mayor que $x/10$, también puede tomarse como sección maciza, excepto que la sumatoria $\Sigma x^2 y$ se multiplicará por $4h_c/x$. Cuando h_c sea menor que $x/10$ se considerará la rigidez a la torsión del elemento tubular. Se dispensarán chaflanes en las esquinas interiores de todas las secciones cajón.

11.5.2 Si en un miembro el momento de torsión mayorado T_u se requiere para mantener el equilibrio, se diseñará para soportar ese momento de torsión, de acuerdo con las Secciones 11.5.4 a 11.5.9.

11.5.3 En una estructura hiperestática, donde puede ocurrir una reducción de los momentos de torsión debido a la redistribución de las fuerzas internas, el máximo momento de torsión mayorado T_u puede reducirse a $\phi (1.06 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y/3)$.

11.5.3.1 En el caso anterior se utilizarán en el diseño los momentos y fuerzas cortantes debidamente ajustados en los miembros adyacentes.

11.5.3.2 Cuando en un miembro la sollicitación de torsión proviene de una sola dicha sollicitación se tomará como uniformemente distribuida a lo largo del miembro, en lugar de un análisis más exacto.

11.5.4 Las secciones ubicadas a menos de una distancia d medida desde la cara del apoyo, pueden diseñarse para el mismo momento de torsión T_u que se haya calculado para la distancia d .

11.5.5 Resistencia a la Torsión

El diseño de secciones sometidas a torsión se basará en la condición:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (11-15)$$

donde T_u es el momento de torsión mayorado en la sección considerada y T_n es la resistencia nominal a momento torsor calculada por la fórmula:

$$T_n = T_c + T_s \quad (11-16)$$

donde T_c es la resistencia nominal a momento torsor asignada al concreto de acuerdo con la Sección 11.5.6 y T_s es la resistencia nominal a momento torsor asignada a las armaduras de torsión de acuerdo con la Sección 11.5.9.

11.5.6 Resistencia a la Torsión Asignada al Concreto

11.5.6.1 La resistencia a la torsión asignada al concreto T_c se calculará mediante la fórmula:

$$T_c = \frac{0.21 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 V_u}{C_t T_u} \right)^2}} \quad (11-17)$$

donde C_t es un coeficiente que relaciona los esfuerzos por corte y torsión que se calcula como sigue:

$$C_t = \frac{b_w d}{\Sigma x^2 y}$$

11.5.6.2 Para miembros sometidos a una tracción axial considerable, las armaduras de torsión se diseñarán para soportar el momento de torsión total, a menos que se efectúe un cálculo más detallado en el cual T_c dado por la Fórmula (11-17) y V_c dado por la Fórmula (11-5) se multipliquen por $(1 + 0.008 N_u/A_g)$ siendo N_u negativo cuando hay tracción.

11.5.7 Requisitos para las Armaduras de Torsión

11.5.7.1 Donde se requiera, se proporcionarán armaduras de torsión, además de las que fuesen necesarias para resistir el corte, la flexión y la fuerza axial.

11.5.7.2 Las armaduras requeridas para torsión pueden combinarse con las que se necesiten para resistir las otras solicitaciones, siempre y cuando el área proporcionada sea la suma de las áreas requeridas individualmente y se cumpla con las

disposiciones más estrictas de separación y colocación.

11.5.7.3 Las armaduras de torsión consistirán de estribos cerrados o hélices, combinados con barras longitudinales.

11.5.7.4 La resistencia cedente para el diseño de las armaduras de torsión no será superior a 4200 kgf/cm^2 .

11.5.7.5 Para desarrollar la resistencia cedente de diseño de las armaduras, los estribos y demás barras y alambres que se utilicen como armaduras de torsión se extenderán a partir de la fibra extrema una distancia d y se anclarán de acuerdo al Artículo 12.13.

11.5.7.6 Se colocarán armaduras de torsión al menos en una distancia $(b_t + d)$ más allá del punto donde se requieran teóricamente.

11.5.8 Límites de Separación para las Armaduras de Torsión

11.5.8.1 La separación de los estribos cerrados no excederá el menor de los dos siguientes valores: $(x_1 + y_1)/4$ y 30 cm .

11.5.8.2 Las barras longitudinales no serán menores que el N° 3 y se distribuirán en el perímetro de los estribos cerrados a una distancia no mayor de 30 cm . Por lo menos se colocará una barra longitudinal en cada esquina de los estribos cerrados.

11.5.9 Diseño de las Armaduras de Torsión

11.5.9.1 Donde el momento de torsión mayorado T_u excede la resistencia al momento de torsión ϕT_c se colocarán armaduras de torsión que cumplan con las Fórmulas (11-15) y (11-16) en las cuales la resistencia al momento torsor T_s se calculará según la expresión:

$$T_s = \frac{A_t \alpha_t x_1 y_1 f_y}{s} \quad (11-18)$$

donde A_t es el área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión dentro de una distancia s , y

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \frac{y_1}{x_1} \leq 1.50$$

El área de las barras longitudinales distribuidas en el perímetro de los estribos cerrados A_{ℓ} , se calculará de acuerdo con la Subsección 11.5.9.3.

11.5.9.2 Se dispondrá un área mínima de estribos de acuerdo con la Subsección 11.4.5.4.

11.5.9.3 El área requerida de las barras longitudinales A_l distribuidas en el perímetro de los estribos cerrados será el mayor de los valores calculados por las fórmulas siguientes:

$$A_l = 2A_t \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad (11-19)$$

$$A_l = \left[\frac{28 \times s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_t}} \right) - 2A_t \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad (11-20)$$

Pero el valor dado por la Fórmula (11-20) no necesita ser mayor que:

$$\left[\frac{28 \times s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_t}} \right) - 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

11.5.9.4 La resistencia al momento de torsión T_s no debe exceder $4T_c$.

11.6 RESISTENCIA AL CORTE POR FRICCIÓN

11.6.1 Las disposiciones del Artículo 11.6 son aplicables donde sea apropiado considerar la transferencia del corte a través de un plano que coincide con una fisura existente o potencial, de una superficie de contacto entre materiales diferentes o entre dos concretos vaciados en tiempos diferentes.

11.6.2 El diseño de secciones en donde se prevea la transferencia de corte tal como se describe en la Sección 11.6.1, se basará en la Fórmula (11-1), donde V_n se calculará de acuerdo a las disposiciones de la Sección 11.6.3 o 11.6.4.

11.6.3 Para la determinación de la resistencia al corte por fricción se supondrá que se presenta una grieta a lo largo del plano de corte considerado. El área requerida de la armadura de corte por fricción A_{vf} que atraviesa el plano de corte, puede diseñarse usando ya sea la Sección 11.6.4 o cualquier otro método de diseño que esté avalado por un representativo y amplio programa de ensayos. Las armaduras de corte se colocarán aproximadamente perpendiculares a la grieta supuesta o formando un ángulo tal que la fuerza de corte produzca tracción de ellas.

11.6.3.1 Cualquiera que sea el método utilizado para la transferencia de corte se aplicarán las disposiciones de las Secciones 11.6.5 a 11.6.10.

11.6.4 Método de Diseño de Corte por Fricción

11.6.4.1 Si las armaduras de corte por fricción son perpendiculares al plano de corte, la resistencia V_n se calculará por la expresión:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (11-21)$$

donde μ es el coeficiente de fricción según la Subsección 11.6.4.3.

11.6.4.2 Si las armaduras de corte por fricción son inclinadas con relación al plano de corte, en forma tal que la fuerza de corte produce tracción en estas armaduras, la resistencia V_n se calculará por la expresión:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (11-22)$$

donde α_f es el ángulo entre las armaduras de corte por fricción y el plano de corte.

11.6.4.3 El coeficiente de fricción en las Fórmulas (11-21) y (11-22) tendrá los siguientes valores:

Concreto vaciado monolíticamente	1.4 λ
Concreto vaciado sobre concreto endurecido cuya superficie tenga rugosidades hechas intencionalmente tal como se especifica en la Sección 11.6.9	1.0 λ
Concreto vaciado contra concreto endurecido sin rugosidades hechas intencionalmente	0.6 λ
Concreto anclado a acero estructural laminado por medio de espárragos de anclaje o por barras de refuerzo (véase la Sección 11.6.10)	0.7 λ

Tabla 11.6.4.3

Valores del Factor de Corrección λ

Tipo de Concreto	λ
Concreto de agregado de peso normal.	1.00
Concreto de agregado liviano (*):	
"Liviano con arena"	0.85
"Totalmente liviano"	0.75

* Para un reemplazo parcial de la arena, puede interpolarse linealmente.

11.6.5 La resistencia al corte V_n no se tomará mayor de $0.2 f'_c A_c$ ni de $56 A_c$, en kgf, donde A_c es el área de concreto que resiste la transferencia del corte, en cm^2 .

11.6.6 La resistencia cedente de diseño de las armaduras utilizadas para transferir corte por fricción no excederá de 4200 kgf/cm^2 .

11.6.7 La tracción neta a través del plano de corte debe ser resistida por armaduras adicionales. Cuando exista una compresión neta que actúe permanentemente sobre el plano de corte, la misma puede añadirse a la componente normal de la fuerza desarrollada por la armadura de corte por fricción, o sea $A_{vf} f_y \sin \alpha$.

11.6.8 La armadura de corte por fricción estará apropiadamente distribuida a través de la grieta supuesta y se anclará a ambos lados de la misma mediante prolongaciones, ganchos o soldaduras a dispositivos especiales para desarrollar la resistencia cedente especificada.

11.6.9 Para los propósitos del Artículo 11.6, cuando el concreto se vacía contra otro previamente endurecido, la superficie de contacto para transferir corte estará limpia y libre de lechada. Si se supone que μ es igual a 1.0λ , la superficie de contacto deberá tener rugosidades de aproximadamente 0.5 cm de altura.

11.6.10 Cuando el corte se transfiere entre concreto y acero laminado utilizando conectores con cabeza o barras de refuerzo soldadas, el acero deberá estar limpio y sin pintura.

11.7 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA VIGAS-PARED

11.7.1 Las disposiciones del Artículo 11.7 se aplicarán a los miembros con una relación ℓ_n/d menor de 5, cargados en compresión por el borde opuesto a los apoyos. Véase también la Sección 12.9.6.

11.7.2 El diseño de las vigas-pared para resistir corte se basará en la Fórmulas (11-1) y (11-2), donde las resistencias V_c y V_s estarán de acuerdo con las Secciones 11.7.6 y 11.7.7 respectivamente.

11.7.3 La resistencia al corte V_n para vigas-pared no se tomará mayor que $2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ cuando ℓ_n/d sea menor de 2. Cuando ℓ_n/d está comprendido entre 2 y 5 será:

$$V_n = 0.18 \left(10 + \frac{\ell_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-22)$$

11.7.4 La sección crítica para corto medida desde la cara del apoyo se tomará a una distancia de $0.15 \ell_n$ para vigas uniformemente cargadas y de $0.50a$ para vigas con cargas concentradas, pero en ningún caso mayor que d .

11.7.5 A menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con la Sección 11.7.6, la resistencia al corte asignada al concreto será:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-23)$$

11.7.6 La resistencia al corte V_c puede calcularse por la Fórmula:

$$V_c = (3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}) (0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (11-24)$$

debiéndose cumplir las dos condiciones siguientes:

$$a) (3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}) \leq 2.5$$

$$b) V_c \leq 1.6 \sqrt{f'_c} b_w d$$

donde M_u es el momento mayorado que ocurre simultáneamente con V_u en la sección crítica definida anteriormente en la Sección 11.7.4.

11.7.7 Donde la fuerza cortante mayorada V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , se dispondrá armaduras de corte para satisfacer las Fórmulas (11-1) y (11-2), en las cuales la resistencia al corte V_s se calculará por la Fórmula:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \ell_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \ell_n/d}{12} \right) \right] f_y d \quad (11-25)$$

donde A_v es el área de las armaduras de corte perpendiculares a las armaduras de flexión en tracción, dentro de una distancia s , y A_{vh} es el área de las armaduras de corte paralelas a las de flexión, dentro de una distancia s_2 .

11.7.8 El área de las armaduras de corte A_v no será menor que $0.0015 b_s$ y s no excederá $d/5$ ni 35 cm.

11.7.9 El área de las armaduras de corte A_{vh} no será menor que $0.0025 b_{s_2}$ y s_2 no excederá $d/3$ ni 35 cm.

11.7.10 Las armaduras de corte que se requieren en la sección crítica definida en la Sección 11.7.4 se utilizarán a lo largo de toda la luz de la viga.

11.8 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LAS MENSULAS

11.8.1 Las disposiciones del Artículo 11.8 se aplicarán a las ménsulas con una relación de luz de corte a espesor a/d menor o igual a uno, y cuando están solicitadas por una fuerza horizontal de tracción N_{uc} no mayor que V_u . La distancia d se medirá en una sección adyacente a la cara del apoyo.

11.8.2 La altura de la ménsula medida en la sección que pasa por el borde exterior del área cargada no será menor de $0.50 d$.

11.8.3 La sección adyacente a la cara del apoyo debe diseñarse para que resista simultáneamente el corte V_u , el momento $V_u a + N_{uc} (h - d)$, y la fuerza horizontal de tracción N_{uc} .

11.8.3.1 Para el diseño de las ménsulas según el presente Artículo 11.8, se utilizará como factor de reducción de resistencia para flexión, tracción y corte, el valor de $\phi 0.85$.

11.8.3.2 La resistencia al corte para el concreto será el menor valor de las expresiones indicadas a continuación:

a. Para concretos normales:

$$V_n \leq 0.2 f'_c b_w d$$

$$V_n \leq 56 b_w d$$

b. Para concretos "totalmente livianos" o concretos "livianos con arena":

$$V_n \leq (0.2 - 0.07 a/d) f'_c b_w d$$

$$V_n \leq (56 - 20 a/d) b_w d$$

11.8.3.3 La armadura A_{vf} requerida para resistir el corte V_u se calculará de conformidad con el Artículo 11.6.

11.8.3.4 La armadura A_f requerida para resistir el momento $V_u a + N_{uc} (h - d)$ se calculará de conformidad con los Artículos 10.2 y 10.3.

11.8.3.5 La armadura A_n requerida para resistir la fuerza de tracción N_{uc} se calculará para satisfacer la siguiente relación:

$$N_{uc} \leq \phi A_n F_y$$

donde $N_{uc} \geq 0.2 V_u$, a menos que se tomen provisiones especiales que eviten la presencia de fuerzas de tracción.

La fuerza de tracción N_{uc} se considera como carga variable cuando la tracción sea ocasionada por la fluencia, la retracción, o los cambios de temperatura.

11.8.3.6 La armadura de flexión traccionada, A_s , será igual o mayor que $(A_f + A_n)$ o de $(2/3 A_{vf} + A_n)$.

11.8.4 La cuantía geométrica ρ deberá satisfacer:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0.04 \frac{f'_c}{f_y}$$

11.8.5 La armadura principal traccionada A_s deberá anclarse en la cara exterior de la ménsula ya sea por:

- Soldadura estructural a una barra transversal del mismo diámetro. La soldadura deberá permitir que todas las barras desarrollen su resistencia cedente especificada, f_y .
- Doblando las barras que forman un lazo horizontal.
- Otros medios que suministren un anclaje positivo.

11.8.6 El área cargada de la ménsula no podrá proyectarse más allá de la porción donde se localiza la armadura principal a tracción A_s , ni de la proyección de la cara interior de la barra transversal de anclaje cuando ésta exista.

11.8.7 Una parte de los estribos cerrados, paralelos a las armaduras de flexión traccionados A_s , con una área total A_h no menor de $0.50 (A_s - A_n)$ se distribuirán uniformemente dentro de las dos terceras partes de la altura útil adyacentes a dichas armaduras.

11.9 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOS MUROS ESTRUCTURALES

11.9.1 Cuando el muro estructural esté sometido a cargas perpendiculares a su plano el diseño para fuerzas cortantes se hará de acuerdo con las disposiciones para losas y placas del Artículo 11.10. El diseño para fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro se efectuará de acuerdo con las Secciones 11.9.2 a 11.9.8.

11.9.2 El diseño de la sección horizontal para resistir corte en el plano del muro estructural se hará usando las Fórmulas (11-1) y (11-2), en las cuales la resistencia al corte asignada al concreto V_c estará de acuerdo con la Sección 11.9.5 u 11.9.6 y la resistencia al corte asignada a las armaduras V_s , estará de acuerdo con la Sección 11.9.9.

11.9.3 La resistencia al corte V_n en cualquier sección horizontal para el corte que actúa en el primer plano del muro estructural no se tomará mayor que $2.7 \sqrt{f'_c} h d$.

11.9.4 En el diseño para fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro estructural, d se tomará igual a $0.8 \ell_w$. Cuando se haya determinado por análisis de compatibilidad de deformaciones el punto de aplicación de la resultante de las armaduras traccionadas se puede usar un valor mayor para d , igual a la distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el punto de aplicación de dicha resultante.

11.9.5 A menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con la Sección 11.9.6, la resistencia al corte V_c no se tomará mayor que $0.53 \sqrt{f'_c} h d$ para muros sometidos a cargas axiales de compresión, ni tampoco mayor que el valor dado en la Subsección 11.3.2.3 para muros sometidos a cargas axiales de tracción.

11.9.6 La resistencia al corte asignada al concreto V_c puede calcularse tomando el menor de los valores obtenidos por las Fórmulas siguientes:

$$V_c = 0.88 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 \ell_w} \quad (11-28)$$

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w (0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 N_u / \ell_w h)}{M_u / V_u - \ell_w / 2} \right] h d \quad (11-29)$$

donde N_u es negativo si se trata de tracción. Cuando el valor de $(M_u / V_u - \ell_w / 2)$ sea negativo, no se aplicará la Fórmula (11-29).

11.9.7 Las secciones comprendidas entre la base del muro estructural y otra situada a una distancia $\ell_w / 2$ o la mitad de la altura del muro, la que sea menor, pueden diseñarse para el mismo V_c que corresponde a la sección así seleccionada.

11.9.8 Cuando la fuerza cortante mayorada V_u sea menor que $\phi V_c / 2$ las armaduras se colocarán de acuerdo con la Sección 11.9.9 o con el Capítulo 14. Cuando V_u excede de $\phi V_c / 2$ las armaduras del muro estructural para resistir corte se colocarán de acuerdo con la Sección 11.9.9.

11.9.9 Diseño de las Armaduras de Corte para los Muros Estructurales

11.9.9.1 Donde la fuerza cortante mayorada V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , se proveerán armaduras horizontales de corte de modo que satisfagan las Fórmulas (11-1) y (11-2), en las cuales la resistencia al corte V_s se calculará por la expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s_2} \quad (11-30)$$

donde A_v es el área de las armaduras horizontales de corte dentro de la distancia s_2 y la distancia d está de acuerdo con la Sección 11.9.4. Se proveerán armaduras verticales de corte según la Subsección 11.9.9.4.

11.9.9.2 La relación ρ_h del área de las armaduras horizontales de corte el área de la sección vertical total del concreto, no será menor de 0.0025.

11.9.9.3 La separación de las armaduras horizontales de corte s_2 no excederá ninguno de los siguientes valores:

$$\ell_w/5, 3h \text{ ni } 35 \text{ cm}$$

11.9.9.4 La relación ρ_n del área de las armaduras verticales de corte al área de la sección horizontal del concreto será:

$$\rho_n \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (11-31)$$

pero no necesita ser mayor que la correspondiente a las armaduras horizontales de corte requeridas.

11.9.9.5 La separación de las armaduras verticales de corte s_1 no excederá ninguno de los siguientes valores:

$$\ell_w/3, 3h \text{ ni } 35 \text{ cm}$$

11.10 REQUISITOS ESPECIALES PARA PLACAS Y ZAPATAS

11.10.1 Las placas y zapatas se diseñarán para resistir corte en la proximidad de cargas concentradas tomando en cuenta la más estricta de las condiciones siguientes:

11.10.1.1 Se supondrá flexión en una dirección situándose la sección crítica a una distancia d de las caras de la columna, pedestal, o borde del área cargada y se diseñará según los Artículos 11.1 a 11.4.

11.10.1.2 Se supondrá flexión en dos direcciones situándose la sección crítica perpendicularmente al plano de la placa o zapata, a una distancia mayor o igual que $d/2$ del perímetro de la columna, pedestal o borde del área cargada, de modo que su perímetro b_o sea mínimo. Para esta condición se diseñará según las Secciones 11.10.2 a 11.10.4.

11.10.2 A menos que se coloquen las armaduras de corte según la Sección 11.10.3 u 11.10.4, el diseño de las placas o zapatas para la acción en dos direcciones se basará en la Fórmula (11-1), en la cual la resistencia al corte V_n no se tomará mayor que la resistencia al corte V_c dada por la Fórmula (11-32).

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.06}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-32)$$

donde β_c es la relación del lado largo al lado corto del área cargada y b_o es el perímetro de la sección crítica definida en la Subsección 11.10.1.2

11.10.3 Armaduras de Corte para Placas y Zapatas

Las armaduras de corte que consisten de barras o alambres pueden utilizarse en losas y zapatas de acuerdo con las siguientes disposiciones:

11.10.3.1 La resistencia al corte V_n se calculará por la Fórmula (11-2), en la cual el corte asignado al concreto V_c estará de acuerdo con la Subsección 11.10.3.4 y el corte asignado a las armaduras V_s estará de acuerdo con la Subsección 11.10.3.5.

11.10.3.2 La resistencia al corte V_n no se tomará mayor que $1.6 \sqrt{f'_c} b_o d$, donde b_o es el perímetro de la sección crítica definida en la Subsección 11.10.3.3.

11.10.3.3 La resistencia al corte se investigará en la sección crítica definida en la Subsección 11.10.1.2 y en secciones sucesivas más distantes del apoyo.

11.10.3.4 A los efectos del cálculo de las armaduras de corte la resistencia asignada al concreto V_c , en cualquier sección, no se tomará mayor que $0.53 \sqrt{f'_c} b_o d$, donde b_o es el perímetro de la sección crítica que se define en la Subsección 11.10.3.3.

11.10.3.5 Si la fuerza cortante mayorada V_u excede la resistencia al corte ϕV_c de la Subsección 11.10.3.4, se deberá colocar armaduras de corte, A_v . Estas armaduras se calcularán de acuerdo con el Artículo 11.4, utilizando el valor de V_c del Artículo 11.4 y se anclarán según el Artículo 12.12.

11.10.4 En las losas pueden utilizarse como armaduras de corte parrillas consistentes en perfiles estructurales I o C. Las disposiciones de las Subsecciones 11.10.4.1 a 11.10.4.9 se aplicarán donde el corte se transfiere a los apoyos de columnas interiores. Donde el corte se transfiere a columnas de borde o de esquinas se requieren diseños especiales. Para la transferencia de momentos a las columnas se aplicará la Sección 11.11.3.

11.10.4.1 Cada parrilla para resistir corte consistirá de perfiles de acero formando cuatro brazos idénticos soldados en ángulo recto. Los brazos de la parrilla serán continuos en la sección de la columna. Para que los brazos puedan desarrollar el momento plástico, sus extremos pueden rematarse en un corte en ángulo no menor de 30° con respecto a la horizontal.

11.10.4.2 Las parrillas no tendrán una altura mayor de 70 veces al espesor del alma del perfil de acero.

11.10.4.3 Las alas comprimidas de los perfiles de acero se ubicarán dentro del espesor $0.3d$ a partir de la superficie comprimida de la placa

11.10.4.4 La relación α_v entre la rigidez de cada brazo de la parrilla y de la sección mixta fisurada de la placa que lo rodea, de ancho $(c_2 + d)$, no será menor de 0.15.

11.10.4.5 El momento plástico M_p que se requiere para cada brazo de la parrilla se calculará por la Fórmula:

$$\phi M_p = \frac{V_u}{2\eta} \left[h_v + \alpha_v \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (11-33)$$

donde ϕ es el factor de reducción de resistencia para flexión, η es el número de brazos, y ℓ_v es la longitud mínima de cada brazo de la parrilla que se requiere para cumplir con las Subsecciones 11.10.4.6 y 11.10.4.7.

11.10.4.6 La sección crítica de la placa para resistir corte será perpendicular al plano de la placa y atravesará cada brazo de la parrilla a una distancia $0.75 [\ell_v - (c_1/2)]$ desde la cara de la columna hasta el extremo del brazo. La sección crítica se ubicará de modo que su perímetro b_o sea mínimo, pero no necesita estar a menos de $d/2$ del perímetro de la sección de la columna.

11.10.4.7 En la sección crítica definida en la Sección 11.10.4.6 la resistencia al corte V_n no se tomará mayor que $1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$. Cuando se usan parrillas, la resistencia al corte V_n en la sección crítica definida en la Sección 11.10.1.2 no se tomará mayor que $1.9 \sqrt{f'_c} b_o d$.

11.10.4.8 Puede suponerse que la parrilla contribuye a cada franja de columna de la placa con una resistencia a momento M_v calculada por la Fórmula:

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta} \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \quad (11-34)$$

donde ϕ es el factor de reducción de resistencia para flexión, η es el número de brazos, y ℓ_v es la longitud de cada brazo de la parrilla que realmente se coloque. Sin embargo, M_v no se tomará mayor que el menor de los siguientes valores:

- El 30 % del total del momento mayorado que se requiere para cada franja de columna de la placa.
- El incremento en el momento de la franja de columna en una longitud ℓ_v .
- El valor de M_p calculado por la Fórmula (11-33).

11.10.4.9 Si los momentos no están balanceados, la parrilla deberá anclarse adecuadamente de manera que pueda transmitir M_p a la columna.

11.10.5 Aberturas en Placas

Cuando en las placas hay aberturas ubicadas a una distancia menor de 10 veces su espesor, medida desde el borde del área cargada, o cuando las aberturas en las placas sin vigas estén localizadas dentro de las franjas de columnas, tal como se definen en el Capítulo 13, la sección crítica de la placa para corte que se define en las Subsecciones 11.10.1.2 y 11.10.4.6 se modificará como sigue:

- Para placas sin parrilla para resistir corte se considerará inefectiva aquella parte del perímetro de la sección crítica que está comprendida entre las semirrectas que parten del baricentro del área cargada y son tangentes a los contornos de las aberturas.
- Para placas con parrillas para resistir corte, la parte inefectiva del perímetro será la mitad de la definida en (a).

11.11 ESFUERZOS CORTANTES ORIGINADOS POR TRANSFERENCIA DE MOMENTOS A LAS COLUMNAS

11.11.1 Cuando por la acción de cargas horizontales y/o verticales en un nodo hay transferencia de momentos entre los elementos verticales (columnas) y los elementos horizontales (vigas o placas sin vigas) se tomarán en cuenta los siguientes casos:

- El corte producido en las columnas debido a la transferencia de momentos será considerado en el diseño de las armaduras transversales de las columnas.
- Se colocarán ligaduras dentro del nodo en cantidad no menor a lo calculado por la Fórmula (11-10), excepto cuando el nodo esté confinado en sus cuatro lados por vigas o placas de aproximadamente igual altura, y no forme parte de un pórtico sismo-resistente.
- En el caso de placas sin vigas se considerarán además los requisitos de la Sección 11.11.2.

11.11.2 Disposiciones Especiales para las Placas sin Vigas

Cuando hay transferencia de momentos entre placas sin vigas y columnas, la parte del momento que se calcula por la Fórmula (11-35).

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (11-35)$$

se transmitirá por medio de esfuerzos cortantes en la sección crítica definida en la Subsección 11.10.1.2. El resto del momento se transferirá por flexión de acuerdo a la Sección 13.3.3.

Los esfuerzos cortantes producidos en la sección crítica se supone que varían linealmente y sus valores máximo y mínimo se calcularán como sigue:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J_c}$$

donde:

c = Distancia del baricentro de la sección crítica al borde más alejado de la misma.

J_c = Propiedad de la sección crítica definida como el momento de inercia polar alrededor del eje de flexión.

El valor máximo de v_u no excederá el siguiente límite:

$$v_u = \phi \left(0.53 + \frac{1.06}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \leq 1.06 \phi \sqrt{f'_c}$$

11.11.3 Cuando se empleen parrillas constituidas por perfiles estructurales I o C como armaduras de corte, la suma de los esfuerzos de corte debidos a la carga vertical actuante en la sección crítica, definida en la Subsección 11.10.4.6, y los debidos al momento transferido por la excentricidad del corte con respecto al centroide de la sección crítica, definida en la Subsección 11.10.1.2, no deberá exceder de $v_u = 1.06 \phi \sqrt{f'_c}$.

CAPITULO 12 LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DE LAS ARMADURAS

12.0 NOTACION

- a = Altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos definido en la Sección 10.2.7.
- A_b = Área de una barra individual, cm^2 .
- A_s = Área de la armadura, cm^2 .
- A_v = Área de la armadura de corte dentro de una distancia s , cm^2 .
- A_w = Área de un alambre individual que se va a desarrollar o a empalmar, cm^2 .
- b_w = Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, cm .
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura traccionada, cm .
- d_b = Diámetro nominal de la barra o alambre, cm .
- f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm^2 .
- f_{ct} = Resistencia promedio a la tracción del concreto con agregados livianos, kgf/cm^2 .
- f_y = Resistencia cedente especificada de la armadura, kgf/cm^2 .
- h = Espesor total del miembro, cm .
- l_a = Longitud de desarrollo adicional en el apoyo, o en el punto de inflexión, cm .
- l_d = Longitud de desarrollo, en cm , que se obtiene del producto de l_{db} por los factores de modificación aplicables de las Secciones 12.2.3 y 12.2.4.
- l_{db} = Longitud básica de desarrollo, en cm , según se define en la Sección 12.2.2 para las barras en tracción, y en la Sección 12.3.2 para las barras en compresión.
- l_{dh} = Longitud de desarrollo para barras en tracción que terminan en ganchos estándar, en cm . Véase en el Comentario la Figura C-12.5.1. La longitud l_{dh} es el producto de l_{hb} por los factores de modificación aplicables de la Sección 12.5.3.
- l_{hb} = Longitud básica de desarrollo de los ganchos estándar, en cm , según se define en la 12.5.2 para las barras en tracción.
- M_n = Resistencia nominal a momento en una sección, kgf-cm , igual a

$$M_n = A_s f_y (d - a/2)$$

- s = Separación de los estribos o ligaduras, cm.
 s_w = Separación del alambre que se va a desarrollar o empalmar, cm.
 V_u = Fuerza cortante mayorada en una sección, kgf.
 β_b = Relación del área de las armaduras interrumpidas al área total de barras sometidas a tracción en la sección.

12.1 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS - GENERALIDADES

En cualquier sección de un miembro de concreto armado la tracción o compresión en las armaduras se transferirá a cada lado de dicha sección mediante prolongación del refuerzo, o anclaje, en forma de gancho o dispositivo mecánico, o una combinación de ambos. En las barras sometidas a tracción el anclaje puede lograrse utilizando ganchos, los cuales no se considerarán efectivos para transferir compresión.

12.2 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA BARRAS Y ALAMBRES ESTRIADOS EN TRACCIÓN

12.2.1 La longitud de desarrollo l_d , cm, para barras y alambres estriados sometidos a tracción, se calculará multiplicando la longitud básica de desarrollo l_{db} de la Sección 12.2.2 por el factor o los factores de modificación de las Secciones 12.2.3 y 12.2.4, pero l_d no será menor que el valor especificado en la Sección 12.2.5.

12.2.2 La longitud básica de desarrollo l_{db} , en cm, será:

- | | |
|--------------------------------------|---|
| a. Para barras N° 11 o menores | $0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \geq 0.006 d_b f_y$ |
| b. Para barras N° 14 | $0.82 f_y / \sqrt{f'_c}$ |
| c. Para barras N° 18 | $1.1 f_y / \sqrt{f'_c}$ |
| d. Para alambre estriado | $0.11 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$ |

12.2.3 La longitud básica de desarrollo l_{db} se multiplicará por los siguientes factores según sean aplicables:

a. Armaduras Superiores

Para armaduras superiores 1.4

(A los efectos de longitud de desarrollo se define como armadura superior, a la armadura horizontal que tiene por debajo 30 cm de concreto o más)

b. Resistencia Cedente

Para armaduras con f_y mayor de 4200 kgf/cm² $(2 - \frac{4200}{f_y})$

c. Concretos con Agregados Livianos

Cuando se especifica f_{ct} y el concreto se dosifica de acuerdo con el Artículo 4.2 $1.8 \sqrt{f'_c} / f_{ct} \geq 1$

Cuando no se especifique f_{ct} :

Concreto "totalmente liviano" 1.33

Concreto "liviano con arena" 1.18

Cuando se utiliza reemplazo parcial de arena puede interpolarse linealmente.

12.2.4 La longitud básica de desarrollo ℓ_{db} modificada por los factores apropiados de la Sección 12.2.3 puede multiplicarse por los siguientes factores de reducción según sean aplicables:

a. Separación de las Armaduras

Para las armaduras con separación de centro a centro igual o mayor de 15 cm ubicadas a 8 cm o más desde la cara del miembro al borde de la barra, medidos en la dirección de la separación 0.8

b. Exceso de Armaduras

Para las armaduras en exceso de las que se requiere por análisis de un miembro sometido a flexión el factor es: $\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$

c. Zunchos

Para las armaduras encerradas por zunchos de diámetro no menor que N° 2 y con un paso no mayor de 10 cm 0.75

12.2.5 La longitud de desarrollo ℓ_d no será menor de 30 cm, excepto en el cálculo de los empalmes por solape según el Artículo 12.14 y del desarrollo de las armaduras transversales según el Artículo 12.12.

12.3 LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS ESTRIADAS COMPRIMIDAS

12.3.1 La longitud de desarrollo ℓ_d , en centímetros, para barras estriadas sometidas a compresión se calculará multiplicando la longitud básica de desarrollo ℓ_{db} de la Sección 12.3.2 por los factores de modificación de la Sección 12.3.3, pero ℓ_d no será menor de 20 cm.

12.3.2 La longitud básica de desarrollo ℓ_{db} ,

cm, será: $0.08 d_b f_y / \sqrt{f'_c} \geq 0.004 d_b f_y$

12.3.3 La longitud básica de desarrollo puede multiplicarse por los siguientes factores según sean aplicables:

a. Exceso de Armaduras

Para las armaduras en exceso de las que se requieran por análisis

$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$$

b. Zunchos

Para las armaduras encerradas por zunchos de diámetro no menor que N° 2 y con un paso no mayor de 10 cm

0.75

12.4 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA GRUPOS DE BARRAS

La longitud de desarrollo de las barras individuales de un grupo, sometidas a tracción o a compresión, será la de la barra individual incrementada en un 20 por ciento para grupos de 3 barras, y un 33 por ciento para grupos de 4 barras.

12.5 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA BARRAS CON GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

12.5.1 La longitud de desarrollo l_{dh} para barras estriadas sometidas a tracción que terminan en ganchos estándar, tal como los definidos en el Artículo 7.1, se calculará multiplicando la longitud básica de desarrollo l_{hb} de la Sección 12.5.2 por los factores de modificación la Sección 12.5.3. Sin embargo, l_{dh} no será menor que $8 d_b$ ni inferior a 15 cm.

12.5.2 Para barras con esfuerzo cedente f_y de 4200 kgf/cm² la longitud básica de desarrollo l_{hb} de una barra con gancho sometida a tracción se definirá por la expresión:

$$l_{hb} = 320 d_b / \sqrt{f'_c}$$

12.5.3 Para obtener la longitud de desarrollo l_{dh} se multiplicará la longitud l_{hb} por los factores indicados a continuación, que sean aplicables:

a. Resistencia Cedente

Barras con f_y diferente de 4200 kgf/cm² $f_y/4200$

b. Recubrimientos

Barras N° 11 y menores, con un recubrimiento lateral medido perpendicularmente al plano del gancho no menor de 6.0 cm, y ganchos a 90° cuya extensión recta tenga un recubrimiento no menor de 5 cm

0.7

c. Ligaduras a Estribos

Barras N° 11 y menores, cuando se confinan los ganchos por medio de estribos cerrados o hélices con separación no mayor de $3d_b$, donde d_b es el diámetro de la barra con gancho 0.8

d. Exceso de Armaduras

Cuando hay armaduras en exceso de las que se requieran por análisis, y no se exige específicamente que el anclaje o la longitud de desarrollo sea suficiente para que la barra alcance el esfuerzo cedente f_y , el factor es: $\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$

c. Concreto con Agregados Livianos

Para concreto estructural con agregados livianos 1.3

12.5.4 Cuando se requiera anclar las barras mediante ganchos en los extremos discontinuos de los miembros y los recubrimientos, tanto lateral como superior e inferior, sean menores de 6 cm, se confinarán los ganchos de estas barras mediante estribos cerrados o hélices con separación no mayor de $3d_b$, siendo d_b el diámetro de la barra confinada. En este caso no se aplicará el factor de modificación de la Sección 12.5.3(c). Si el análisis indica que el gancho no es necesario, no se aplicarán las disposiciones de la presente Sección. Véase en el Comentario la Figura C-12.5.4.

12.5.5 Los ganchos no se considerarán efectivos para la longitud de desarrollo de armaduras comprimidas.

12.6 ANCLAJES MECÁNICOS

12.6.1 Puede utilizarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar las resistencias de las armaduras sin dañar el concreto.

12.6.2 Deberán presentarse a la Autoridad Competente los resultados de los ensayos que demuestren la idoneidad de dichos dispositivos mecánicos.

12.6.3 La longitud de desarrollo de las armaduras puede estar constituida por la combinación de un anclaje mecánico más la longitud adicional comprendida entre la sección crítica y el anclaje.

12.7 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES ESTRIADOS
SOMETIDAS A TRACCIÓN

12.7.1 La longitud de desarrollo l_d , en cm, de mallas soldadas de alambres estriados, medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, se calculará como el producto de la longitud básica l_{db} establecida en la Sección 12.7.2

o 12.7.3 multiplicada por el factor o factores de modificación aplicables de la Secciones 12.2.3 y 12.2.4; pero ℓ_d no será menor de 20 cm, excepto cuando se calculen los empalmes por solape según el Artículo 12.17 y se calcule el desarrollo de las armaduras transversales según el Artículo 12.12.

12.7.2 La longitud de desarrollo básica ℓ_{db} , en cm, de las mallas soldadas de alambres estriados con un alambre transversal como mínimo dentro de la longitud de desarrollo, a no menos de 5 cm del punto de la sección crítica, será:

$$\ell_d = 0.11 d_b (f_y - 1400) / \sqrt{f'_c} \geq 0.76 A_w f_y / (s_w \sqrt{f'_c})$$

12.7.3 La longitud de desarrollo básica ℓ_{db} de las mallas soldadas de alambres estriados, sin alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo, se determinará tal como si fuesen alambres estriados solos.

12.8 LONGITUDES DE DESARROLLO PARA MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOMETIDAS A TRACCION

La resistencia cedente para las mallas de alambres lisos se considerará desarrollada mediante una franja que incluya dos alambres transversales, con el más cercano a no menos de 5 cm de la sección crítica. Sin embargo, la longitud de desarrollo ℓ_{db} medida desde la sección crítica al alambre transversal más alejado no será menor que:

$$\ell_{db} \geq A_w f_y / (s_w \sqrt{f'_c})$$

modificada por los siguientes factores:

a. Exceso de Armaduras

Para las armaduras en exceso de las requeridas por análisis

$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$$

b. Concretos de Agregados Livianos

Para concreto estructural con agregados livianos

El factor de la Sección 12.2.3

pero ℓ_d no será menor de 15 cm, excepto al calcular los empalmes por solape según el Artículo 12.18.

12.9 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS DE MIEMBROS SOMETIDAS A FLEXION - GENERALIDADES

12.9.1 Las armaduras en tracción pueden desarrollarse doblándolas a través del alma a fin de anclarlas o hacerlas continuas con las armaduras del lado opuesto del miembro.

12.9.2 En los miembros sometidos a flexión, las secciones críticas para el desarrollo de las armaduras están situadas en los puntos de esfuerzo máximo y donde se interrumpen o doblan las armaduras adyacentes dentro del tramo, debiéndose cumplir las disposiciones de la Sección 12.10.3

12.9.3 Las armaduras se prolongarán más allá de la sección en la cual ya no se requieren para resistir flexión, una distancia igual a la altura útil del miembro o $12 d_b$, la que sea mayor, excepto en los extremos simplemente apoyados y en el extremo libre de los voladizos.

12.9.4 Las armaduras que se continúan tendrán una prolongación no menor que la longitud de desarrollo ℓ_d , más allá de la sección donde se doblan o interrumpen las armaduras en tracción que no se requieren más para resistir flexión.

12.9.5 Las armaduras de flexión no se interrumpirán en una zona sometida a tracción a menos que se satisfaga una de las siguientes condiciones:

12.9.5.1 Cuando la fuerza cortante en el punto de interrupción no excede de $2/3$ de la permitida, tomando en cuenta la resistencia al corte de las armaduras del miembro.

12.9.5.2 Cuando a lo largo de cada barra que se interrumpe se coloquen estribos con un área superior a la que se requiere para corte y torsión, dentro de una distancia desde el extremo igual a $3/4$ de la altura útil del miembro. El exceso del área de estribos no será menor que $4.2 b_w s/f_y$, y su separación s no excederá de $d/(8 \beta_b)$, donde β_b es la relación del área de las armaduras interrumpidas al área total de las armaduras de tracción en esa sección.

12.9.5.3 Para barras N° 11 y menores, cuando las armaduras que continúan tengan un área igual al doble de las requeridas por flexión en el punto de interrupción y la fuerza cortante no exceda las $3/4$ partes de la permitida.

12.9.6 Se proveerán anclajes extremos adecuados para las armaduras en tracción en miembros sometidos a flexión donde los esfuerzos de las armaduras no sean directamente proporcionales al momento, como ocurre en las zapatas con superficies superiores inclinadas, escalonadas o de sección variable; ménsulas, vigas pared, o miembros en los cuales las armaduras en tracción no sean paralelas al borde comprimido.

12.10 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS PARA MOMENTOS POSITIVOS

12.10.1 Al menos una tercera parte de las armaduras para momentos positivo se prolongará hasta los apoyos si estos son exteriores y una cuarta parte si son interiores. Se recomienda que tales armaduras penetren dentro del apoyo al menos 15 cm.

12.10.2 Cuando un miembro sometido a flexión sea parte de un sistema primario resistente a cargas laterales, las armaduras para resistir momentos positivos que deben prolongarse dentro del apoyo según la Sección 12.10.1, se anclarán para desarrollar en tracción en la cara del apoyo la resistencia cedente especificada f_y .

12.10.3 La armadura en tracción para momentos positivos se prolongará más allá de un extremo simplemente apoyado o de un punto de inflexión en una distancia ℓ_d dada por la Fórmula (12-1), excepto que dicha condición no necesita cumplirse en apoyo simple cuando las barras se anclan mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente a un gancho estándar (Véase la Figura C-12.10.3(a)).

$$\ell_d \leq \ell_a + \frac{M_n}{V_u} \quad (12-1)$$

donde:

ℓ_a = En un apoyo será la prolongación recta de la armadura más allá del centro de apoyo. En un punto de inflexión ℓ_a se limitará a la altura útil del miembro o $12 d_b$, el que sea mayor.

M_n = Es la resistencia nominal a momento, suponiendo que todas las armaduras de la sección poseen un esfuerzo igual a la resistencia cedente especificada f_y .

V_u = Es la fuerza cortante mayorada en la sección.

El valor de M_n/V_u puede aumentarse un 30 por ciento cuando los extremos de las armaduras están en un apoyo comprimido.

12.11 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS PARA MOMENTOS NEGATIVOS

12.11.1 Las armaduras destinadas a resistir momentos negativos de los miembros se anclarán en o a través de los miembros que les sirven de apoyo mediante prolongación, ganchos o anclajes mecánicos.

12.11.2 Las armaduras que resisten momentos negativos se prolongarán dentro del tramo como se requiere en el Artículo 12.1 y la Sección 12.9.3.

12.11.3 Al menos un tercio del total de las armaduras en tracción colocadas para resistir momentos negativos en un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una distancia no menor que la altura útil del miembro, $12 d_b$ o $1/16$ de la luz libre, la que sea mayor.

12.12 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS TRANSVERSALES EN LAS VIGAS

12.12.1 Las armaduras transversales de las vigas se colocarán tan cerca de las superficies comprimidas o traccionadas del miembro, como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otras armaduras.

12.12.2 Los extremos de los estribos de una sola rama, o los que tienen forma de U simple, o de U múltiple, se anclarán según una de las siguientes formas:

12.12.2.1 Mediante un gancho estándar más una prolongación de $0.5 \ell_d$. La parte de una rama del estribo correspondiente a $0.5 \ell_d$ se tomará como la distancia entre la mitad de la altura útil del miembro, $d/2$, y el punto donde comienza el gancho (punto de tangencia).

12.12.2.2 Mediante una prolongación de $d/2$ por encima o por debajo de la mitad de la altura, en la zona comprimida del miembro para una longitud de desarrollo total ℓ_d , perno no menor de $24 d_b$, o en el caso de barras o alambres corrugados, no menor de 30 cm.

12.12.2.3 Para barras N° 5 o alambres de 16 mm y menores, se podrá anclar con un doblé alrededor de las armaduras longitudinales de al menos 135 grados, más una prolongación de $0.33 \ell_d$ para estribos con esfuerzos de diseño que excedan 2800 kgf/cm^2 .

La prolongación de $0.33 \ell_d$ de una rama de estribo se tomará como la distancia entre la mitad de la altura útil del miembro, $d/2$, y el punto donde comienza el gancho (punto de tangencia).

12.12.2.4 Para cada rama de una malla soldada de alambres lisos, que forma estribos en U simple se podrá anclar ya sea por:

- a. Dos alambres longitudinales en la parte superior de la U separados a 5 cm.
- b. Un alambre longitudinal ubicado a no más de $d/4$ de la cara comprimida, y un segundo alambre más cerca de la cara comprimida y separado no menos de 5 cm del primero. El segundo alambre puede ubicarse en la rama del estribo más allá del doblé, o en un doblé cuyo diámetro interno no sea menor que $8 d_b$.

12.12.2.5 Para los estribos de una rama constituidos por una malla soldada de alambre liso o estriado, cada extremo se anclará de la siguiente manera:

- a. Mediante dos alambres longitudinales con una separación mínima de 5 cm.
- b. Con el alambre interno a una distancia de la línea media de la viga ($d/2$) de por lo menos $d/4$ o 5 cm, la que fuese mayor.
- c. El alambre longitudinal externo en el borde traccionado tendrá un recubrimiento menor o igual que la armadura de flexión primaria más próxima a dicho borde.

12.12.3 Entre extremos anclados, cada doblé en la parte continua de un estribo en U simple o múltiple encerrará una barra longitudinal.

12.12.4 Si las barras longitudinales que se doblan para resistir cortes se prolongan en una zona de tracción, serán continuas con las armaduras longitudinales. Si se prolongan en una zona de compresión, se anclarán más allá de la mitad de la altura útil $d/2$, según la longitud de desarrollo que se obtiene del Artículo 12.2 para aquella parte de f_y que debe satisfacer la Fórmula (11-14).

12.12.5 Los pares de estribos en U colocados para formar un estribo cerrado se considerarán empalmados correctamente cuando las longitudes de solape sean $1.7 \ell_d$. En los miembros que tengan por lo menos 45 cm de altura, tales empalmes pueden considerarse adecuados cuando $A_b f_y$ no sea mayor de 4000 kgf por rama y las ramas de estribos se prolonguen en toda la altura disponible del miembro.

12.13 EMPALMES DE LAS ARMADURAS - GENERALIDADES

12.13.1 Los empalmes de las armaduras se harán únicamente como lo requieren los planos estructurales, las especificaciones, o como lo autorice el Ingeniero Responsable.

12.13.2 Empalmes por Solape

12.13.2.1 Para las barras mayores de la N° 11 no se usarán empalmes por solape con excepción de lo establecido en las Secciones 12.15.2 y 15.8.2.4.

12.13.2.2 Los empalmes por solape de barras de un grupo se basarán en las longitudes de solape que se requieren para las barras individuales, incrementándolas en un 20 por ciento para los grupos de 3 barras y un 33 por ciento para los grupos de 4 barras. En ninguna sección de un grupo de barras podrá haber más de un empalme por solape de barras individuales.

12.13.2.3 En miembros sometidos a flexión las barras empalmadas por solape que no estén en contacto, no se separarán transversalmente más de un quinto de la longitud requerida para los solapes, ni más de 15 cm.

12.13.3 Empalmes Soldados y Conexiones Mecánicas

12.13.3.1 Para empalmar las armaduras se autoriza la soldadura y conexiones mecánicas.

12.13.3.2 Excepto lo establecido en estas Normas, todas las soldaduras cumplirán con las Normas AWS D 1.4, "Structural Welding Code-Reinforcing Steel", de la Sociedad Americana de Soldadura.

12.13.3.3 Un empalme total soldado es aquél que tiene soldadas las barras a tope y es capaz de desarrollar un esfuerzo de tracción de por lo menos 125 por ciento de la resistencia cedente especificada f_y de la barra.

12.13.3.4 Una conexión total mecánica desarrollará en tracción y en compresión, según se requiera, por lo menos un 125 por ciento de la resistencia cedente especificada f_y de la barra.

12.13.3.5 Los empalmes soldados y las conexiones mecánicas que no cumplan con los requisitos de la Sección 12.13.3.3 o 12.13.3.4 pueden utilizarse de acuerdo con la Sección 12.14.4.

12.14 EMPALMES DE BARRAS Y ALAMBRES ESTRIADOS SOMETIDOS A TRACCIÓN

12.14.1 La longitud mínima de solape para barras y alambres corrugados sometidos a tracción será la que se requiere para los empalmes Clases A, B, o C, definidos en la Tabla 12.14, pero no menor de 30 cm, donde:

Empalme Clase A	1.0 ℓ_d
Empalme Clase B	1.3 ℓ_d
Empalme Clase C	1.7 ℓ_d

siendo ℓ_d la longitud de desarrollo en tracción para la resistencia cedente especificada f_y de acuerdo con el Artículo 12.2.

12.14.2 Los empalmes por solape de barras y alambres estriados en tracción se clasificarán según la Tabla 12.14.

Tabla 12.14

Tipos de Empalmes por Solape Sometidos a Tracción

$\frac{A_s \text{ proporcionado } (*)}{A_s \text{ requerido}}$	Porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de solape requerida		
	50 %	75 %	100 %
Igual o mayor de 2	Clase A	Clase A	Clase B
Menor de 2	Clase B	Clase C	Clase C

(*) Relación del área de las armaduras proporcionadas en el empalme respecto al área de las armaduras requeridas por análisis.

12.14.3 Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas utilizadas donde el área de las armaduras colocadas sea menor del doble de lo que se requiere por análisis, cumplirán los requisitos de la Subsección 12.13.3.3 o 12.13.3.4.

12.14.4 Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas utilizados donde el área de las armaduras colocadas sea por lo menos el doble de lo que se requiere por análisis, cumplirán los siguientes requisitos:

12.14.4.1 Los empalmes se escalonarán al menos cada 60 cm, de tal manera que desarrollen como mínimo en cada sección, el doble de la fuerza de tracción calculada para dicha sección, pero con un esfuerzo no menor de 1400 kgf/cm^2 para el área total de las armaduras colocadas.

12.14.4.2 En las armaduras empalmadas la fuerza de tracción que se desarrolla en cada sección se puede evaluar en base a la resistencia especificada del empalme. En las armaduras no empalmadas la fuerza de tracción se evaluará con aquella fracción de f_y definida por la relación entre la longitud de desarrollo real más corta de cada barra y el valor de ℓ_d que se requiere para desarrollar la resistencia cedente especificada f_y .

12.14.5 Los empalmes de las barras de un tensor serán empalmes totales realizados mediante soldaduras o conexiones mecánicas, según la Subsección 12.13.3.3 o 12.13.3.4, y estos empalmes, para barras adyacentes, se escalonarán a una distancia de 75 cm como mínimo.

12.15 EMPALMES DE BARRAS SOMETIDAS A COMPRESIÓN

12.15.1 La longitud mínima para los empalmes por solape sometidos a compresión será la longitud de desarrollo a compresión calculada de acuerdo con el Artículo 12.3, pero no menor que:

- $0.007 f_y d_b$, para $f_y > 4200 \text{ kgf/cm}^2$.
- $(0.013 f_y - 24)d_b$, para $f_y > 4200 \text{ kgf/cm}^2$.
- 30 cm.

Para f'_c menor de 210 kgf/cm^2 la longitud de solape se incrementará en $1/3$.

12.15.2 Cuando las barras que se solapan están en compresión y ellas son de diferente diámetro, la longitud del solape se calculará considerando la longitud mayor entre:

- La longitud de empalme por solape en compresión de la barra de menor diámetro.
- La longitud de desarrollo en compresión de la barra de mayor diámetro.

Se prohíbe el empalme por solape de barras N° 14 y N° 18; sin embargo, se permite empalmes por solape en compresión, solamente, de las barras N° 14 y N° 18 con barras N° 11 o menores.

12.15.3 En miembros comprimidos armados con ligaduras donde éstas tengan un área efectiva no menor que $0.0015 h_s$ en toda la longitud del solape, la longitud del empalme puede multiplicarse por 0.85 pero no será menor de 30 cm. Para la determinación del área efectiva se utilizarán las ramas de las ligaduras perpendiculares a la dimensión h .

12.15.4 En miembros comprimidos zunchados, la longitud de los empalmes por solape de las barras dentro de los zunchos puede multiplicarse por 0.75, pero la longitud de solape no será menor de 30 cm.

12.15.5 Los empalmes soldados y las conexiones mecánicas cumplirán con los requisitos de la Subsección 12.13.3.3 o 12.13.3.4.

12.15.6 Empalmes a Tope

12.15.6.1 En barras que se requieren para resistir solamente compresión, el esfuerzo de compresión puede transmitirse por contacto de los extremos cortados perpendicularmente y alineados concéntricamente mediante un dispositivo adecuado.

12.15.6.2 Los extremos de las barras se terminarán como superficies planas y perpendiculares a sus ejes dentro de una tolerancia de 1.5 grados, y se dispondrán dentro de una tolerancia de 3 grados respecto al plano de contacto después de ensamblarse.

12.15.6.3 Los empalmes por contacto de los extremos se utilizarán únicamente en miembros armados con ligaduras y estribos cerrados, o hélices.

12.16 REQUISITOS ESPECIALES PARA LOS EMPALMES EN LAS COLUMNAS

12.16.1 Donde los esfuerzos en las barras longitudinales de una columna, calculados para diversas combinaciones de cargas mayoradas, varían desde el valor de f_y en compresión hasta la mitad de f_y en tracción o menos, pueden utilizarse los siguientes tipos de empalme: solapes, soldaduras a tope, conexiones mecánicas, o uniones por contacto de los extremos. La resistencia total a tracción suministrada en cada cara de la columna mediante empalmes exclusivamente, o por empalmes en combinación con barras continuas sometidas a esfuerzo cedente especificado f_y , será al menos dos veces la tracción calculada para la cara correspondiente, pero no menor que la resistencia requerida por la Sección 12.16.3.

12.16.2 Donde los esfuerzos en las barras longitudinales de una columna calculados para cualquier combinación de cargas mayoradas, sean superiores a $0.5 f_y$ en tracción, solamente se utilizarán empalmes por solape diseñados para desarrollar la resistencia cedente especificada f_y en tracción, o empalmes totales, ya sea soldados o por conexiones mecánicas, de acuerdo con la Sección 12.13.3.3 o 12.13.3.4.

12.16.3 En las secciones transversales de las columnas donde haya empalmes, se proporcionará en cada cara de la columna una resistencia mínima a tracción igual al producto de $1/4$ del área de las armaduras verticales en esa cara por f_y .

12.17 EMPALMES DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES ESTRIADOS SOMETIDAS A TRACCIÓN

12.17.1 La longitud mínima de los empalmes por solape de las mallas soldadas de alambres estriados sometidas a tracción, medida entre los extremos de cada malla, no será menor de $1.7 \ell_d$ ni 20 cm, y la separación entre los alambres transversales más alejados de la parte superpuesta de las mallas no será inferior a 5 cm. En lo anterior ℓ_d será la longitud de desarrollo correspondiente a la resistencia cedente especificada f_y , según el Artículo 12.7.

12.17.2 Los solapes de las mallas soldadas de alambres estriados que no contengan ningún alambre transversal se determinarán como se hace con los alambres estriados.

12.18 EMPALMES DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRES LISOS SOMETIDAS A TRACCIÓN

La longitud mínima de los empalmes por solape de las mallas soldadas de alambres lisos satisfará los siguientes requisitos:

12.18.1 Cuando el área de armadura provistas en el lugar del empalme sea menor que el doble de la requerida por el análisis estructural, la longitud del solape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada malla, no será menor que la separación típica de éstos, más 5 cm, ni inferior a $1.5 \ell_d$ ni 15 cm. En lo anterior ℓ_d será la longitud de desarrollo correspondiente a la resistencia cedente especificada f_y , según el Artículo 12.8.

12.8.2 Cuando el área de las armaduras suministrada en el lugar del empalme sea al menos el doble de la requerida por el análisis estructural, la longitud del solape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada malla, no será menor de $1.5 \ell_d$ ni 10 cm, donde ℓ_d será la longitud de desarrollo para la resistencia cedente especificada f_y , según el Artículo 12.8.

PARTE 5 ELEMENTOS O SISTEMAS ESTRUCTURALES

CAPITULO 13 PLACAS

13.0 NOTACION

c_1 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm.

c_2 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular o rectangular equivalente, medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm.

d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura en tracción, cm.

E_{cb} = Módulo de elasticidad del concreto de la viga.

E_{cs} = Módulo de elasticidad del concreto de la losa.

I_b = Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la viga, calculado sin tomar en cuenta la placa a los lados de la viga.

I_s = Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la franja de placa comprendida entre las líneas medias de los paneles adyacentes a la viga, y sin tomar en cuenta la sección de la viga.

l_n = Longitud de la luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida cara a cara de los apoyos.

l_1 = Longitud de la luz en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos.

l_2 = Longitud de la luz transversal a l_1 , medida centro a centro de los apoyos.

M_o = Momento estático mayorado total.

w_u = Carga mayorada por unidad de área.

α = Coeficiente que cuantifica la relación entre la rigidez de la sección de una viga y la rigidez de la placa. Se calcula como:

$$\frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

γ_f = Fracción del momento transferido por flexión en las uniones losa-columna.
Véase la Subsección 13.2.2.3.

13.1 ALCANCE

13.1.1 Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán al diseño de placas, armadas en más de una dirección, con o sin vigas entre sus apoyos.

13.1.2 Las placas pueden estar soportadas por muros o columnas. Cuando estén soportadas por columnas con capiteles, en el cálculo sólo se considerará aquella parte del capitel que sea interna al máximo cono o pirámide cuyas generatrices o caras forman un ángulo de 45° con el eje, y que pueda ser inscrito en dicho capitel.

13.1.3 Este Capítulo se aplicará a las placas macizas y a las nervadas en más de una dirección, con o sin material de relleno entre los nervios. También se aplicará a las placas de fundaciones armadas en más de una dirección.

13.1.4 Los espesores mínimos de las placas deberán cumplir lo dispuesto en la Sección 9.5.3.

13.2 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

13.2.1 Disposiciones Generales

13.2.1.1 Las placas pueden analizarse mediante cualquier método de cálculo que satisfaga las condiciones de equilibrio estático y de compatibilidad geométrica, con tal que la resistencia de diseño en cualquier sección sea por lo menos igual a la resistencia requerida por los Artículos 9.2 y 9.3, y siempre que se cumplan todas las prescripciones sobre el comportamiento en condiciones de servicio, incluso lo dispuesto sobre flechas máximas.

13.2.1.2 La placa y las vigas, cuando las hay, se diseñarán con los momentos mayorados calculados para cada sección.

13.2.1.3 En los apoyos interiores, la sección crítica para momentos mayorados estará ubicada en la cara del apoyo, pero cuando se trata de una columna, no estará a una distancia mayor de $0.175 \ell_1$ del centro de ésta.

13.2.1.4 Las columnas de sección circular o poligonal regular serán tratadas como cuadradas de la misma área a efectos de la ubicación de la sección crítica para momento negativo.

13.2.1.5 Para cada dirección en que se determinan los momentos, se calculará un momento total mayorado M_o , dado por la expresión:

$$M_o = \frac{w_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \quad (13-1)$$

Dicho momento se calculará para una franja limitada lateralmente por la línea media del panel a cada lado del eje de apoyos considerado. La suma de los valores absolutos del momento positivo con el promedio de los momentos negativos para la franja considerada en cada dirección no será menor de M'_0 .

13.2.1.6 Si las luces de los paneles adyacentes en dirección transversal a la considerada varían, el valor ℓ_2 de la Fórmula (13-1) se tomará como el promedio de las luces transversales adyacentes.

13.2.1.7 Si el eje de apoyos considerado es adyacente y paralelo al borde de la placa, ℓ_2 se tomará como la distancia entre el borde de la placa y la línea media del panel, y el momento mayorado total se calculará para la franja de este mismo ancho.

13.2.1.8 La luz ℓ_n será la luz libre entre caras de columnas, capiteles o muros, pero a efectos de la Fórmula (13-1) no se tomará menor de $0.65 \ell_1$.

13.2.1.9 La transferencia de cargas de la placa a las columnas o muros mediante corte y/o torsión se regirá por lo dispuesto en el Capítulo 11.

13.2.2 Disposiciones Especiales para Placas sin Vigas

13.2.2.1 Cuando por la acción de cargas horizontales o de cargas verticales ex-céntricas se produce la transferencia de momentos de una columna a una placa sin vigas unida monolíticamente a ella, parte de este momento se considerará transferida por flexión.

13.2.2.2 Para esta transferencia, se considerará como efectiva una franja de placa comprendida entre dos líneas paralelas ubicadas a una distancia de 1.5 veces el espesor de la placa o ábaco, medida hacia afuera de las caras opuestas de la columna.

13.2.2.3 La parte del momento transferida por flexión está dada por:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (13-2)$$

13.2.2.4 El resto del momento se supondrá transferido por corte y torsión de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 11.11.

13.2.2.5 Para resistir el momento definido en la Subsección 13.2.2.3, se podrán concentrar parte de las armaduras de la franja de columna en la zona efectiva determinada según la Subsección 13.2.2.2, reduciendo la separación entre las barras, y si esto no fuese suficiente se podrán usar armaduras adicionales.

13.2.2.6 Para verificar la transferencia de momentos de una placa a una columna se usarán los momentos que resulten del análisis. Sin embargo, para una columna de borde, se usará como valor mínimo de dicho momento el menor de los siguientes valores:

La resistencia nominal a la flexión de la columna

La resistencia nominal a la flexión de la franja de columna de la placa.

13.2.3 Distribución de las Cargas Variables

13.2.3.1 Cuando la posición de la carga es conocida, las placas se analizarán solamente bajo esta condición.

13.2.3.2 Cuando la carga variable no es mayor del 75 % de la carga permanente, o si su característica es tal que todos los paneles están cargados simultáneamente, los momentos mayorados máximos se podrán calcular con la hipótesis de que la carga variable mayorada total actúa sobre todos los paneles.

13.2.3.3 Cuando las cargas variables no cumplen las condiciones de la Subsección 13.2.3.2, se calculará el momento mayorado máximo positivo con el 75 % de las cargas variables mayoradas en el panel considerado y en paneles alternos, y se calculará el momento mayorado máximo negativo con el 75 % de las cargas variables mayoradas en los dos paneles adyacentes al apoyo y el resto de los paneles descargados.

13.2.3.4 En ningún caso los momentos mayorados máximos, positivos o negativos, serán menores que los calculados con la hipótesis de carga variable mayorada total en todos los paneles.

13.3 ARMADURA DE LAS PLACAS

13.3.1 Disposiciones Generales

13.3.1.1 El área de las armaduras en cada dirección de las placas armadas en dos direcciones se calculará considerando los momentos mayorados en las secciones críticas, pero no será menor que lo dispuesto en el Artículo 7.12.

13.3.1.2 La distancia centro a centro entre barras en las secciones críticas no será mayor que dos veces el espesor de la placa excepto en las nervadas o reticulares.

La loseta superior de las placas nervadas o reticulares se armará de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 7.12.

13.3.1.3 Las armaduras para los momentos positivos perpendiculares a un borde discontinuo se prolongarán hasta el extremo de la placa y se anclarán mediante

ganchos o prolongaciones rectas de 15 cm como mínimo dentro de una viga de borde, columna o muro.

13.3.1.4 Las armaduras para momentos negativos perpendiculares a un borde discontinuo deberán doblarse, terminarse en gancho o anclarse en alguna otra forma, en una viga de borde, muro o columna, según las disposiciones del Capítulo 12, y de tal manera que las armaduras puedan alcanzar su resistencia cedente en la cara del apoyo.

13.3.1.5 Cuando el borde discontinuo de una placa no esté soportado por vigas de borde ni muros, o cuando la placa tenga un voladizo más allá del eje del apoyo, las armaduras pueden anclarse en la placa.

13.3.2 Disposiciones Especiales para las Placas con Vigas

13.3.2.1 En las placas con vigas que tengan un valor de $\alpha > 1.0$, se colocarán armaduras especiales en las esquinas exteriores, arriba y abajo, de acuerdo con las disposiciones siguientes:

13.3.2.2 Si las placas se calculan mediante un método de análisis elástico, el área de las armaduras por unidad de ancho de placa en las esquinas exteriores, tanto arriba como abajo, será la necesaria como para resistir un momento igual al máximo momento positivo mayorado por unidad de ancho.

Si las placas se calculan mediante un método de análisis basado en las líneas de rotura, el área de las armaduras por unidad de ancho de placa en la capa inferior de las esquinas exteriores será igual a la armadura inferior máxima calculada para el panel, y las armaduras superiores serán las necesarias para controlar la fisuración en la superficie superior de la placa.

13.3.2.3 Las armaduras de esquina consistirán de barras o alambres colocados en las capas superior e inferior de la placa, en dirección paralela a ambos bordes, y se colocarán dentro de un cuadrado de lado igual a $1/5$ de la luz larga.

13.3.3 Disposiciones Especiales para las Placas sin Vigas

13.3.3.1 Adicionalmente a los demás requisitos del Artículo 13.3, la ubicación de los dobleces y las prolongaciones mínimas de las barras en las placas sin vigas, se regirán por lo dispuesto en la Figura 13.3.3.

13.3.3.2 Donde las luces adyacentes son desiguales, la prolongación de las armaduras negativas más allá de la cara del apoyo indicada en la Figura 13.3.3, se calculará con la luz más larga.

13.3.3.3 Solamente se utilizarán barras dobladas donde la relación espesor/luz permita el uso de dobleces de 45° o menos.

13.3.3.4 Para las placas que forman parte de pórticos no arriostrados contra desplazamientos laterales, y para las placas que resistan cargas laterales, las longitudes de las armaduras deberán determinarse por análisis, pero en ningún caso serán menores que lo dispuesto en la Figura 13.3.3.

13.3.3.5 En los sistemas de placas sin vigas donde se usan ábacos para reducir las armaduras correspondientes a los momentos negativos sobre las columnas, el tamaño de estos ábacos será como sigue:

13.3.3.6 El ábaco se extenderá en cada dirección desde el centro de la columna hasta un mínimo de $1/6$ de la luz centro a centro.

13.3.3.7 La altura del ábaco por debajo de la placa será como mínimo $1/4$ del espesor de la misma fuera del ábaco.

13.3.3.8 A efectos del cálculo de armaduras para momentos negativos, no se podrá tomar en cuenta una altura de ábacos mayor de $1/4$ de la distancia medida desde el borde del ábaco hasta el borde del capitel o columna.

13.4 ABERTURAS EN PLACAS

13.4.1 Disposiciones Generales

13.4.1.1 Se pueden dejar aberturas de diferente tamaño en cualquier parte de un sistema de placas si se demuestra mediante un análisis apropiado que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la resistencia requerida según los Artículos 9.2 y 9.3, y que se cumplen todas las prescripciones sobre comportamiento en condiciones de servicio, incluso lo dispuesto sobre flechas máximas.

13.4.2 Disposiciones para Aberturas en Placas sin Vigas

13.4.2.1 Si no se efectúa un análisis especial como el requerido por la Subsección 13.4.1.1, las aberturas en placas sin vigas están sujetas a las siguientes limitaciones.

13.4.2.2 Pueden ubicarse aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, con tal que se mantenga la cantidad total de armaduras requerida para el panel sin aberturas.

13.4.2.3 En el área de intersección de dos franjas de columna, puede ubicarse una abertura que no sea mayor de $1/8$ del ancho de la franja respectiva.

En tal caso se agregará en los lados de la abertura una cantidad de armaduras igual a la interrumpida.

13.4.2.4 En el área de intersección de una franja de columna con una franja central, puede ubicarse una abertura no mayor de $1/4$ del ancho de la franja respectiva. En tal caso se agregará en los lados de la abertura una cantidad de armaduras igual a la interrumpida.

13.4.2.5 En todos los casos de placas sin vigas deberán satisfacer los requisitos para corte de la Sección 11.10.5.

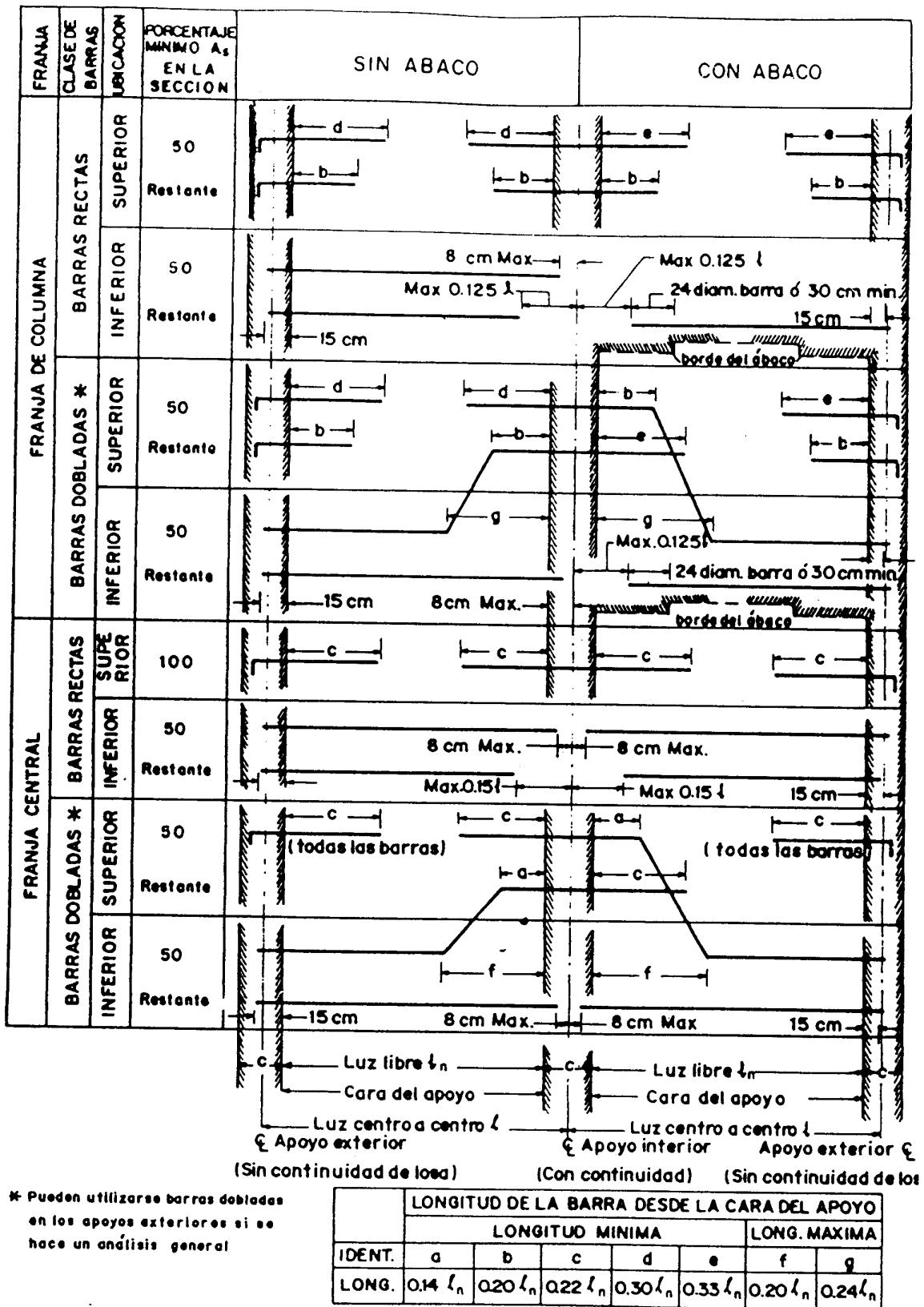


FIGURA 13.3.3 DISTANCIAS MINIMAS PARA UBICAR PUNTOS DE DOBLEZ Y PROLONGACIONES MINIMAS DE LA ARMADURA EN PLACAS SIN VIGAS. (VEASE LA SECCION 12.10.1 PARA LA PROLONGACION DE LA ARMADURA DENTRO DEL APOYO.

CAPITULO 14 MUROS ESTRUCTURALES

14.0 NOTACION

- A_g = Área total de la sección, cm^2 .
- f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm^2 .
- h = Espesor total del muro.
- k = Factor de longitud efectiva.
- l_c = Altura libre del muro.
- P_{nw} = Resistencia nominal a carga axial de un muro diseñado según el Artículo 14.4.
- ϕ = Factor de minoración de resistencia. Véase el Artículo 9.3.

14.1 ALCANCE

Las disposiciones del Capítulo 14 se aplicarán para el diseño de muros estructurales sometidos a carga axial con o sin flexión.

Los muros de sostenimiento en voladizo se diseñarán según las disposiciones del Capítulo 10 con la armadura mínima establecida en la Sección 14.3.1.

14.2 GENERALIDADES

14.2.1 Los muros estructurales se diseñarán para las cargas excéntricas, para las cargas laterales o de cualquier otro tipo a las que están sometidos. Todas las fuerzas y momentos que actúan en los muros se transferirán a la fundación de acuerdo con el Artículo 15.8.

14.2.2 Los muros estructurales sometidos a cargas axiales se diseñarán según el método general del Artículo 14.4 o el método simplificado del Artículo 14.5, y cumplirán las disposiciones generales de los Artículos 14.2 y 14.3.

14.2.3 El diseño para resistencia al corte de los muros estructurales estará de acuerdo con el Artículo 11.9.

14.2.4 La longitud horizontal del muro estructural que se considerará efectiva para las cargas concentradas que lo solicitan, no excederá la distancia centro a centro entre las cargas, ni el ancho del apoyo más 4 veces el espesor del muro, a menos que se demuestre por un análisis detallado que es adecuada a una longitud efectiva mayor.

14.2.5 Los miembros comprimidos que se construyen monolíticamente con los muros estructurales cumplirán con lo dispuesto en la Sección 10.8.2.

14.2.6 Los muros estructurales se anclarán a los elementos que los intersectan tales, como: columnas, contrafuertes, muros transversales y fundaciones.

14.2.7 No es necesario considerar, a los efectos de diseño, las cuantías mínimas de armaduras y los límites de espesor que se requieran por los Artículos 14.3 y 14.5 cuando el análisis estructural demuestra una resistencia y estabilidad adecuadas.

14.3 ARMADURAS MÍNIMAS

14.3.1 Las cuantías mínimas de armaduras verticales y horizontales cumplirán con lo dispuesto en las Secciones 14.3.2 y 14.3.3, a menos que para resistir el corte se requiera satisfacer las exigencias de las Secciones 11.9.8 y 11.9.9.

14.3.2 La cuantía mínima de las armaduras verticales en relación al área total del concreto cumplirá una de las siguientes condiciones:

- a. 0.0012 para barras estriadas no mayores que la N° 5, con una resistencia cedente especificada no menor de 4200 kgf/cm^2 .
- b. 0.0015 para las otras barras estriadas.
- c. 0.0012 para mallas soldadas de alambre (liso o estriado) con diámetro no mayor de 16 mm.

14.3.3 La relación mínima del área de la armadura horizontal al área total de concreto cumplirá una de las siguientes condiciones:

- a. 0.0020 para barras estriadas no mayores que la N° 5 y con una resistencia cedente especificada no menor de 4200 kgf/cm^2 .
- b. 0.0025 para otras barras estriadas.
- c. 0.0020 para mallas soldadas de alambre (liso o estriado) no mayor de 16 mm.

14.3.4 Los muros estructurales de más de 15 cm de espesor, excepto los de sótanos, tendrán las armaduras en cada dirección dispuestas en dos capas paralelas a los paramentos del muro en la siguiente forma:

- a. Se colocará una malla exterior que tenga por lo menos la mitad y no más de las dos terceras partes de las armaduras que se requieren para cada dirección, con un recubrimiento no menor de el indicado en el Artículo 7.7 ni mayor de $1/3$ del espesor del muro.
- b. Se colocará una malla interior que tenga el resto de las armaduras que se requiera en cada dirección con un recubrimiento no menor de 2 cm ni mayor de $1/3$ del espesor del muro.

14.3.5 La separación de las barras o alambres de las armaduras verticales y horizontales no será mayor de tres veces el espesor del muro ni más de 35 cm.

14.3.6 Las armaduras verticales no necesitan rodearse con ligaduras en los siguientes casos:

- a. Cuando el área de las armaduras verticales es menor o igual al 1 % de la sección total de concreto.
- b. Cuando las armaduras verticales no se requieren como refuerzo a compresión.

14.3.7 Además de las armaduras mínimas que se requieren en la Sección 14.3.1 se colocarán no menos de 2 barras N° 5 alrededor de todas las aberturas (ventanas o puertas), las cuales se prolongarán más allá de sus esquinas lo suficiente para desarrollar el esfuerzo cedente de las barras, pero no menos de 60 cm.

14.4 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES COMO MIEMBROS COMPRIMIDOS

Con excepción de lo dispuesto en el Artículo 14.5, los muros estructurales sometidos a carga axial o una combinación de flexión y carga axial, se diseñará como miembros comprimidos según las disposiciones de los Artículos 10.2, 10.3, 10.10, 10.11 y 10.14 así como los Artículos 14.2 y 14.3.

14.5 MÉTODO EMPÍRICO

14.5.1 El método empírico se puede aplicar al diseño de muros estructurales de sección rectangular, cuando la resultante de todas las cargas mayoradas está dentro del tercio central de la sección y se satisfacen los requisitos de los Artículos 14.2, 14.3 y 14.5.

14.5.2 A menos que el muro estructural se calcule según el Artículo 14.4, la resistencia de diseño a carga axial ϕP_{nw} de un muro estructural se calculará por la expresión siguiente:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right) \right] \quad (14-1)$$

donde:

$\phi = 0.70$ y el factor de longitud efectiva k se determinará de la siguiente forma:

- a. Para los muros estructurales arriostrados en sus dos extremos contra desplazamientos laterales, que estén:

Impedidos de girar en uno o los dos extremos	$k = 0.8$
Libres de girar en los dos extremos	$k = 1.0$
- b. Para los muros estructurales no arriostrados contra desplazamientos laterales

	$k = 2.0$
--	-----------

14.5.3 Espesor Mínimo de Muros Estructurales Diseñados por el Método Empírico

14.5.3.1 El espesor de los muros estructurales no será menor que el máximo de los tres valores siguientes:

1/25 de la altura no arriostrada del muro estructural

1/25 del ancho no arriostrado del muro estructural

10 cm.

14.5.3.2 El espesor de los muros estructurales exteriores de sótanos y de los muros estructurales de fundación no será menor de 20 cm.

14.6 MUROS NO PORTANTES

Los muros que siendo parte de la estructura no soportan carga vertical, pero pueden estar sometidos a momentos y fuerzas cortantes, tendrán un espesor no menor de 10 cm, o 1/30 de la menor distancia entre los miembros que proveen un soporte lateral, salvo que por análisis se demuestre que es adecuado un espesor menor sin efectos adversos.

14.7 MUROS ESTRUCTURALES COMO VIGAS DE FUNDACIÓN

14.7.1 Los muros estructurales que trabajan como vigas de fundación tendrán una armadura superior e inferior que se requiere por momento flector según los Artículos 10.2 a 10.7. El diseño al corte será de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 11.

14.7.2 Las partes de los muros estructurales que trabajan como vigas de fundación que están por encima del nivel del terreno deberán también satisfacer los requisitos del Artículo 14.3.

CAPITULO 15 FUNDACIONES

15.0 NOTACION

d_p = Diámetro del pilote a nivel del cabezal.

β = Relación del lado largo al corto de la zapata o cabezal.

ϕ = Factor de minoración de resistencia. Véase el Artículo 9.3.

15.1 ALCANCE

15.1.1 Las disposiciones del Capítulo 15 se aplicarán a zapatas, cabezales y placas de fundación de concreto armado.

Para pedestales y zapatas de concreto sin armar se aplicarán las disposiciones vigentes.

15.2 CARGAS Y REACCIONES

15.2.1 Las zapatas y cabezales se dimensionarán para que resistan las cargas mayores y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño de estas Normas.

15.2.2 El área de la base de la zapata o el número y distribución de los pilotes se determinarán a partir de las solicitaciones provenientes de las cargas de servicio (transmitidos por la zapata o cabezal al suelo o a los pilotes) con la condición de no excederse la presión admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes.

15.2.3 Los cálculos de los momentos y fuerzas cortantes para los cabezales de pilotes, pueden basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote se aplica en su centro.

15.3 ZAPATAS Y CABEZALES QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES CON SECCION EN FORMA DE CÍRCULO O POLÍGONO REGULAR

A fin de ubicar las secciones críticas para momentos, fuerza cortante, y desarrollo del refuerzo en las zapatas y cabezales, las columnas o pedestales de concreto con sección en forma de círculo o de polígono regular pueden tratarse como secciones cuadradas de área equivalente.

15.4 MOMENTOS FLECTORES EN LAS ZAPATAS Y CABEZALES

15.4.1 El momento en cualquier sección de una zapata o cabezal se determinará considerando las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata o cabezal a un lado de dicha sección.

15.4.2 El momento mayorado máximo para una zapata o cabezal aislado se calculará según la Sección 15.4.1 en las secciones críticas ubicadas como sigue:

- a. Para las zapatas o cabezales que soportan columnas, pedestales, o muros de concreto, estará en la cara de columna, pedestal o muro.
- b. Para las zapatas o cabezales que soportan un muro de mampostería, estará en la mitad de la distancia entre el eje y el borde del muro.
- c. Para las zapatas o cabezales que soportan columnas con plancha de acero en su base, estará en la mitad de la distancia entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la plancha.

15.4.3 En las zapatas armadas en una dirección y en las zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, las armaduras en cada dirección se distribuirán uniformemente a todo lo ancho de la zapata.

15.4.4 En las zapatas rectangulares armadas en dos direcciones las armaduras se distribuirán como sigue:

- a. Las armaduras en la dirección larga se distribuirán uniformemente a todo lo ancho de la zapata.
- b. Para las armaduras en la dirección corta, una parte del refuerzo total dada por la Fórmula (15-1) se distribuirá uniformemente sobre una de banda de ancho igual a la longitud del lado corto de la zapata, centrada sobre el eje de la columna o pedestal.

$$\frac{\text{Armadura en la banda central}}{\text{Armadura total en la dirección corta.}} = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (15-1)$$

El resto de las armaduras en la dirección corta se distribuirá uniformemente fuera de la banda central.

15.4.5 La armadura mínima de las zapatas y cabezales debe satisfacer los requisitos del Artículo 10.5.

15.5 FUERZAS CORTANTES EN LAS ZAPATAS Y CABEZALES

15.5.1 El cálculo del corte en las zapatas y cabezales se hará de acuerdo al Artículo 11.10.

15.5.2 Para zapatas y cabezales que soportan columnas, pedestales o muros, la ubicación de las secciones críticas para corte de acuerdo con el Capítulo 11 se definirá desde la cara de la columna, pedestal o muro. Para zapatas y cabezales que soportan columnas o pedestales mediante planchas de acero en la base, la sección crítica se ubicará desde la línea que se define en la Sección 15.4.2.c.

15.5.3 La fuerza cortante en cualquier sección de un cabezal de pilotes se calculará de acuerdo a lo siguiente:

- a. La totalidad de la reacción de cualquier pilote cuyo centro está ubicado a una distancia $d_p/2$ o más hacia afuera de la sección crítica, se considerará que produce corte en esa sección.
- b. La reacción de cualquier pilote cuyo centro está ubicado a $d_p/2$ o más hacia adentro de la sección crítica se considerará que no produce corte en esa sección.
- c. Para las posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote que se considerará que produce corte en la sección se obtendrá por interpolación lineal entre los valores correspondientes a los límites anteriores.

15.5.4 Como alternativa, y en el caso particular en el cual la altura o espesor de los cabezales sea tal, que la recta que une el centro de la base de arranque de la columna o pedestal con el centro de la sección superior del pilote forme con la vertical un ángulo inferior a 40° sexagesimales, se puede utilizar el siguiente procedimiento de diseño:

Descompuesta la reacción vertical máxima previsible del pilote, según la dirección de la recta arriba indicada y de las barras que componen la armadura inferior del cabezal, éste se calculará de tal modo que sea capaz de absorber los esfuerzos de tracción que resulten.

En este caso no es necesario verificar la resistencia al corte del cabezal.

En general y especialmente cuando la altura total del cabezal sea superior a 60 cm, deberá disponerse la adecuada armadura de paramento.

15.6 LONGITUDES DE DESARROLLO DE LAS ARMADURAS EN ZAPATAS Y CABEZALES

15.6.1 El cálculo de la longitud de desarrollo de las armaduras en las zapatas y cabezales se efectuará según el Capítulo 12.

15.6.2 Las tracciones o compresiones calculadas en las armaduras para cada sección se desarrollarán a cada lado de ésta mediante prolongación recta, ganchos en tracción, anclaje mecánico, o sus combinaciones. Los extremos de las barras se doblarán en gancho estándar a 90° .

15.6.3 Las secciones críticas para el desarrollo de las armaduras se supondrán ubicadas en los mismos sitios definidos en la Sección 15.4.2 para los momentos mayorados máximos, así como en todos los otros planos verticales donde ocurren cambios de sección o de armaduras. Véase también la Sección 12.9.6.

15.7 ESPESORES MINIMOS DE LAS ZAPATAS Y CABEZALES

El espesor del concreto por encima de las armaduras inferiores no será menor de 15 cm para las zapatas, ni de 30 cm para los cabezales.

15.8 TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS EN LAS BASES DE LAS COLUMNAS, MUROS ESTRUCTURALES, O PEDESTALES

15.8.1 Todas las fuerzas y momentos que actúan en las bases de las columnas, muros estructurales, o pedestales de concreto armado, se transferirán a la parte superior del pedestal, zapata o cabezal, por contacto directo con el concreto y mediante armaduras.

15.8.1.1 Los esfuerzos del concreto en las superficies de contacto entre los miembros soportados y soportantes, no excederán la resistencia del concreto al aplastamiento según se establece en el Artículo 10.14.

15.8.1.2 El área de las armaduras que atraviesan la superficie de contacto entre los miembros soportados y soportantes, será suficiente para satisfacer las dos condiciones siguientes:

- a. Resistir aquella parte de la fuerza que no es transmitida por aplastamiento del concreto.
- b. Si las condiciones de carga originan esfuerzos de tracción, la fuerza total de tracción será resistida únicamente por las armaduras.

Adicionalmente, las armaduras deberán cumplir con los requisitos de la Sección 15.8.2. La longitud de desarrollo de las armaduras a ambos lados de la superficie de contacto satisfará los requisitos del Capítulo 12.

15.8.1.3 Las armaduras requeridas para transferir los momentos calculados en las bases de las columnas, muros estructurales, o pedestales, a la parte superior del pedestal, zapata o cabezal, satisfarán los requisitos del Artículo 12.16.

15.8.1.4 Las fuerzas laterales se transferirán a los pedestales, zapatas o cabezales, de conformidad con lo prescrito en el Artículo 11.6 para el corte por fricción, o por otros medios que se consideren apropiados.

15.8.2 Para satisfacer la Sección 15.8.1 se proporcionarán armaduras a través de la superficie de contacto entre los miembros soportados y soportantes, bien sea prolongando las barras longitudinales o por medio de espigas.

15.8.2.1 En las superficies de contacto de columnas o pedestales, el área de las armaduras será el 1 % de la sección de la columna o 0.005 veces la sección del pedestal, la que sea mayor, y tener un mínimo de 4 barras.

15.8.2.2 En los muros estructurales, la armadura a través de la superficie de contacto con la fundación no será menor que la armadura vertical exigida en la Sección 14.3.2.

15.8.2.3 El diámetro de las espigas, si se utilizan, no excederán al de las barras longitudinales en más de 5 mm, excepto lo que exige la Sección 15.8.2.4.

15.8.2.4 En las zapatas y cabezales, las barras longitudinales N° 14 y N° 18 sometidas solamente a compresión, pueden empalmarse por solape con las espigas de la zapata para proporcionar el área requerida, pero ésta no será menor que la exigida por la Sección 15.8.1. Las espigas tendrán un diámetro no mayor del N° 11 y sus prolongaciones serán:

- a. Dentro del miembro soportado, una distancia no menor que la longitud de desarrollo de las barras N° 14 o N° 18, o la longitud de empalme de las espigas, la que sea mayor.
- b. Dentro de la zapata, una distancia no menor de la longitud de desarrollo de las espigas.

15.9 ZAPATAS Y CABEZALES CON SUPERFICIES INCLINADAS O ESCALONADAS

15.9.1 En las zapatas y cabezales con superficies superiores inclinadas o escalonadas, las pendientes, altura, y ubicación de los escalones satisfarán en cada sección los requisitos de diseño. Véase la Sección 12.9.6.

15.9.2 Las zapatas y cabezales con superficies inclinadas o escalonadas que se diseñan como una unidad se construirán de modo que se garantice su monolitismo.

15.10 ZAPATAS Y CABEZALES COMBINADOS Y PLACAS DE FUNDACIÓN

15.10.1 Las zapatas y cabezales combinados o placas de fundación, es decir, las fundaciones que soportan más de una columna, pedestal, o muro, se dimensionarán para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo a los requisitos adecuados de diseño que se establecen en estas Normas.

15.10.2 La distribución de la presión bajo las zapatas combinadas y placas de fundación, determinada mediante los principios establecidos de la Mecánica de Suelos, será consistente con las propiedades del suelo y de la estructura.

CAPITULO 16 MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXION

16.0 NOTACION

- A_c = Área de la superficie de contacto, para el cálculo del corte horizontal, cm^2 .
- b_v = Ancho de la sección transversal en la superficie de contacto, para el cálculo del corte horizontal, cm.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura en tracción para la sección compuesta total, cm.
- V_{nh} = Resistencia nominal a corte horizontal
- V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección
- ϕ = Factor de minoración de resistencia. Véase el Artículo 9.3.

16.1 ALCANCE

16.1.1 Las disposiciones del Capítulo 16 se aplicarán al diseño de miembros compuestos de concreto armado sometidos a flexión, los cuales se definen como elementos de concreto prefabricados y/o contruidos en sitio, pero vaciados en diferentes etapas e interconectados de manera que sus componentes actúen como una unidad.

16.1.2 Los miembros compuestos de concreto sometidos a flexión, cumplirán con todas las disposiciones de estas Normas, con las excepciones que específicamente se establecen en este Capítulo.

16.2 GENERALIDADES

16.2.1 En un miembro compuesto tanto su totalidad como sus partes pueden utilizarse para resistir fuerzas cortantes y momentos.

16.2.2 Los elementos individuales se analizarán para todas las etapas críticas de carga.

16.2.3 Si las resistencias especificadas, los pesos unitarios, los módulos de elasticidad, u otras propiedades de los elementos componentes son diferentes, en el cálculo se utilizarán las propiedades de los elementos individuales o, como simplificación, los valores más críticos.

16.2.4 En los cálculos de los miembros compuestos no se hará distinción entre la capacidad resistente de miembros apuntalados y no apuntalados.

16.2.5 Los elementos se diseñarán para soportar individualmente todas las cargas aplicadas antes de que el miembro compuesto alcance su resistencia total de

16.2.6 Se colocarán las armaduras necesarias para controlar el agrietamiento y prevenir la separación de los elementos componentes.

16.2.7 Los miembros compuestos cumplirán con los requisitos para control de flechas de la Sección 9.5.4.

16.3 APUNTALAMIENTOS

Cuando se utilicen apuntalamientos, estos no se quitarán hasta que los elementos soportados no hayan desarrollado las propiedades de diseño que se requieren para resistir todas las cargas y para limitar las flechas y el agrietamiento en el momento de desapuntalar.

16.4 RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL

16.4.1 Cuando se supone que un miembro compuesto en su conjunto resiste la fuerza cortante vertical, el diseño se hará de acuerdo con los requisitos del Capítulo 11, como miembro vaciado monolíticamente con una sección de la misma forma.

16.4.2 Las armaduras de corte se anclarán totalmente dentro de los elementos interconectados de acuerdo con el Artículo 12.12.

16.4.3 Las armaduras de corte de la Sección 16.4.2, que atraviesan la superficie de contacto entre los componentes, pueden considerarse como efectivas para resistir el corte horizontal.

16.5 RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL

16.5.1 En un miembro compuesto se garantizará la transferencia total de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto de los elementos componentes.

16.5.2 A menos que se calculen según la Sección 16.5.3, las secciones sometidas a corte horizontal cumplirán la condición

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (16-1)$$

donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección que se considera y V_{nh} es la resistencia nominal al corte horizontal de acuerdo con lo siguiente:

16.5.2.1 Cuando las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y con rugosidades hechas intencionalmente, la resistencia al corte V_{nh} , en kgf, no se tomará mayor que $5.6 b_v d$, cuando b_v y d se expresan en cm.

16.5.2.2 Cuando se coloquen estribos mínimos de acuerdo con la Sección 16.6, las superficies de contacto están limpias y libres de lechada, pero sin rugosidades hechas intencionalmente, la resistencia al corte horizontal V_{nh} no se tomará mayor que $5.6 b_v d$, kgf.

16.5.2.3 Cuando se coloquen estribos mínimos de acuerdo con el Artículo 16.6, las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y con rugosidades intencionales de unos 6 mm, la resistencia al corte V_{nh} no se tomará mayor que $25 b_v d$, kgf.

16.5.2.4 Cuando la fuerza cortante mayorada V_u excede $\phi (25 b_v d)$, el diseño al corte se hará según el Artículo 11.6.

16.5.3 El corte horizontal puede verificarse calculando la fuerza de compresión o tracción real en cada componente, y tomando en cuenta los medios adoptados para transferir esa fuerza de un componente a otro. La fuerza cortante horizontal mayorada no excederá la resistencia al corte horizontal ϕV_{nh} como se establece en las Subsecciones 16.5.2.1 a 16.5.2.4, sustituyéndose el área de la superficie de contacto A_c por el producto $b_v d$.

16.5.4 Cuando hay tracción a través de cualquier superficie de contacto entre los elementos, la transferencia de corte por contacto sólo puede considerarse en el cálculo cuando se colocan estribos mínimos según el Artículo 16.6.

16.6 ARMADURAS PARA RESISTIR CORTE HORIZONTAL

16.6.1 Cuando se colocan armaduras para resistir el corte horizontal su área no será menor que la requerida por la Subsección 11.4.5.3, y su separación no excederá de 4 veces la menor dimensión del componente más delgado ni de 60 cm.

16.6.2 Las armaduras para el corte horizontal pueden consistir de estribos de una o varias ramas, de barras o alambres, o franjas salientes de malla soldada de alambre (liso o estriado).

16.6.3 Las armaduras de corte estarán totalmente ancladas en los elementos compo nentes de acuerdo con el Artículo 12.12.

PARTE 6 CONSIDERACIONES ESPECIALES

CAPITULO 17 EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS

17.0 NOTACION

a = Flecha máxima de un miembro bajo la carga de ensayo, con respecto a la línea recta que une sus apoyos o del extremo libre de un voladizo con respecto a su apoyo, cm.

CP = Acciones permanentes o sus correspondientes solicitaciones.

h = Espesor o altura total del miembro, cm.

l_t = Luz de un miembro bajo la carga de ensayo (luz más corta de los paneles de placas con o sin vigas de apoyo). Excepto lo establecido en la Sección 17.4.9, luz de un miembro es la distancia entre los centros de los apoyos, o la distancia libre entre ellos, más el espesor del miembro, el que sea menor, cm.

CV = Acciones variables o sus correspondientes solicitaciones.

17.1 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA - GENERALIDADES

Cuando hay dudas sobre la seguridad de una estructura o de un miembro, el Ingeniero Responsable puede ordenar una investigación de la resistencia estructural, mediante un análisis teórico, pruebas de carga o una combinación de ambos. La evaluación de la resistencia de estructuras ya construidas constituye un campo especializado que requiere la participación de profesionales o instituciones suficientemente experimentadas. En este Capítulo se dan algunos criterios y orientaciones generales para esa evaluación. (Para la aprobación de sistemas de diseño o construcción no tradicionales véase el Artículo 1.4).

17.2 ESTUDIOS ANALÍTICOS

17.2.1 Si se realiza una evaluación analítica, deberán investigarse exhaustivamente en el sitio las dimensiones y detalles de los miembros, las propiedades de los materiales, y otras condiciones concernientes a la estructura tal como fue construida.

17.2.2 El análisis deberá basarse en las investigaciones requeridas por la Sección 17.2.1 y debe demostrar al Ingeniero Responsable que los factores de mayoración de cargas cumplen con los requisitos y los propósitos de estas Normas. Véase el Artículo 17.6.

17.3 REQUISITOS GENERALES PARA LAS PRUEBAS DE CARGA

17.3.1 Si la evaluación de la resistencia se efectúa mediante pruebas de carga, éstas serán controladas por un Ingeniero calificado aceptado por la Autoridad Competente.

17.3.2 No se debe hacer una prueba de carga antes que la parte de la estructura a ser sometida a la misma tenga por lo menos 56 días de construida. Sin embargo, la prueba puede anticiparse cuando el propietario de la estructura, el contratista y todas las partes involucradas lo convengan.

17.3.3 Cuando se vaya a ensayar únicamente una parte de la estructura, la parte dudosa deberá cargarse de tal manera que se pruebe adecuadamente la zona que se sospecha débil.

17.3.4 Cuarenta y ocho horas antes de comenzar la prueba se aplicarán las cargas necesarias para simular el efecto de las acciones permanentes que todavía no actúan en la estructura, y éstas permanecerán colocadas hasta que se terminen todas las pruebas.

17.4 PRUEBAS DE CARGA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION

17.4.1 Cuando se efectúen pruebas de carga en miembros sometidos a flexión se aplicarán las disposiciones adicionales de esta Sección.

17.4.2 Inmediatamente antes de la aplicación de las cargas de ensayo se harán las lecturas iniciales de referencia para medir las flechas.

17.4.3 La parte de la estructura seleccionada para la prueba de carga debe someterse a una carga total equivalente a $0.85 (1.4 CP + 1.7 CV)$, que incluya las acciones permanentes que ya están actuando. La determinación del valor de CV tendrá en cuenta las reducciones en las cargas variables permitidas por las Normas de "Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones", COVENIN-MINDUR 2002 vigentes.

17.4.4 Las cargas de ensayo se aplicarán en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales, sin producir impactos sobre la estructura ni efectos de arco en los materiales que se usan como carga.

17.4.5 Después que las cargas de ensayo hayan estado colocadas durante 24 horas, se tomarán las lecturas de las flechas iniciales.

17.4.6 Las cargas de ensayo deben retirarse inmediatamente después de registrar las flechas iniciales. Transcurridas 24 horas del retiro de las cargas se efectuarán las lecturas de las flechas finales.

17.4.7 Si la parte de la estructura que se sometió a la prueba de carga muestra evidencias visibles de falla, se considerará que no ha satisfecho la prueba de carga y no se permitirá repetir el ensayo.

17.4.8 Si la parte de la estructura ensayada no muestra evidencias visibles de falla, el criterio de un comportamiento satisfactorio es que la flecha recuperada dentro de las 24 horas posteriores al retiro la carga de ensayos sea por lo menos un 75 % de la flecha máxima, salvo que la flecha máxima de una viga, entrepiso o techo sea menor de $\delta_t^2/(20000 h)$, en cuyo caso no se exige el límite de la recuperación de flecha.

17.4.9 En el caso de voladizos, el valor δ_t de la Subsección 17.4.8 se tomará como 2 veces la distancia desde el apoyo al extremo del voladizo, y la flecha debe corregirse para cualquier movimiento del apoyo.

17.4.10 El miembro que no llegue a tener una recuperación de flechas del 75 % como se requiere en la Subsección 17.4.8, puede volverse a ensayar sólo después de 72 horas de retirar la carga de la primera prueba. En tal caso la parte de la estructura ensayada puede considerarse satisfactoria si cumple las dos condiciones siguientes:

- a. No muestra evidencias visibles de falla en la repetición del ensayo.
- b. La recuperación de la flecha producida en el segundo ensayo es por lo menos un 80 por ciento de la flecha máxima en este último ensayo.

17.5 MIEMBROS QUE NO SEAN VIGAS, LOSAS NI PLACAS

Los miembros que no sean vigas, losas ni placas, y que están sometidos principalmente a flexión se investigarán preferiblemente por análisis.

17.6 DISPOSICIONES PARA REDUCIR EL NIVEL DE CARGA

Si la estructura que se evalúa no satisface las condiciones o criterios del Artículo 17.2, y Subsecciones 17.4.8 o 17.4.10, el Ingeniero Responsable puede aprobar un nivel de acciones más bajo para esta estructura, basándose en los resultados de la prueba de carga o del análisis.

17.7 SEGURIDAD

17.7.1 Las pruebas de carga deben programarse tomando las precauciones necesarias para la seguridad de las personas y la estabilidad de la estructura durante el ensayo.

17.7.2 Las medidas de seguridad no deben interferir con los procedimientos de la prueba de carga ni deben afectar los resultados.

CAPITULO 18 PRESCRIPCIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES ANTISISMICAS

18.0 NOTACION

- A_{ch} = Área de la sección transversal de un miembro, medida exteriormente al refuerzo transversal, cm^2 .
- A_c = Área de concreto que resiste la fuerza cortante e igual al producto del espesor del alma por la altura total de la sección, cm^2 .
- A_g = Área total de la sección, cm^2 .
- A_j = Área de la menor sección transversal de la junta en un plano paralelo al eje del refuerzo longitudinal que transmite el corte a la junta. Cuando una viga concurre a un apoyo muy ancho, el ancho efectivo de la junta no excederá del ancho de la viga más la dimensión de la columna medida paralelamente al eje de la viga, cm^2 .
- A_s = Área real de la armadura en tracción y cuyo detalle aparece indicado en los planos, cm^2 .
- A_{sa} = Proyección sobre A_c del área total de armaduras que atraviesa el plano que contiene a A_c , cm^2 .
- A_{sh} = Área total de la sección transversal de ligaduras, cm^2 .
- A_{vd} = Área de una diagonal para resistir la totalidad de la fuerza cortante en un dintel, cm^2 .
- b_c = Ancho de una columna, cm.
- b_w = Ancho del alma o diámetro de una sección circular, cm.
- CP = Efectos de las acciones permanentes.
- CV = Efectos de las acciones variables.
- d = Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura transversal (altura útil), cm.
- d_b = Diámetro nominal de la barra, cm.
- d_c = Dimensión de la columna, medida paralelamente al eje de la viga, cm.
- f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm^2 .
- f_y = Resistencia cedente especificada en la armadura, kgf/cm^2 .
- f_y^* = Resistencia cedente determinada mediante ensayos, kgf/cm^2 .

- f_{yh} = Resistencia cedente especificada para el acero de refuerzo transversal, kgf/cm².
- f_{su} = Resistencia de rotura especificada en la armadura, kgf/cm².
- f_{su}^* = Resistencia de rotura en la armadura, determinada mediante ensayos, kgf/cm².
- h = Espesor total del miembro, cm.
- h_c = Dimensión transversal del núcleo de una columna, medido centro a centro de la armadura de confinamiento, cm.
- h_j = Altura de la junta, cm.
- L_{as} = Longitud de anclaje para barras sin gancho, cm.
- L_{ah} = Longitud de anclaje para barras con gancho estándar de 90°, cm.
- l_n = Luz libre de la pieza; altura no arriostrada de un muro estructural o de una columna, cm.
- l_o = Longitud mínima medida desde la cara de la junta y a lo largo del eje del miembro, en la cual se debe disponer el refuerzo transversal, cm.
- l_w = Ancho no arriostrado de un muro estructural, cm.
- M_A^C, M_B^C = Momentos flectores en los extremos de un miembro. Estos momentos se calcularán tomando para ϕ el valor de 1.0 y como esfuerzo en la armadura en tracción A_s el valor de $1.25 f_y$.
- M_n = Momentos flectores nominales en los extremos de un miembro. Estos momentos se calcularán tomando para ϕ el valor de 1.0 y como esfuerzo en la armadura en tracción A_s el valor de $1.0 f_y$.
- M_u = Momentos flectores de diseño en los extremos de un miembro. Estos momentos se calcularán tomando para ϕ el valor de 0.90 y como esfuerzo en la armadura en tracción A_s el valor de $1.0 f_y$.
- s = Separación de las armaduras de corte en dirección paralela al refuerzo longitudinal, cm.
- s_o = Máxima separación de la armadura transversal, cm.
- V_c = Fuerza cortante nominal resistida por el concreto, kgf.
- V_H^C = Fuerza cortante de diseño, suponiendo que en los extremos del miembro se alcanzan los momentos M_A^C y M_B^C .
- V_n = Fuerza cortante nominal en un muro estructural o dintel, kgf.

- V_o = Fuerza cortante proveniente de las cargas verticales debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada, kgf.
- V_j = Fuerza cortante de diseño en la junta suponiendo que el esfuerzo en la armadura de tracción de las vigas es igual a $1.25 f_y$, kgf.
- V_u = Fuerza cortante de diseño en los extremos de un miembro.
- U = Resistencia requerida según se estipula en el Capítulo 9.
- α = Ángulo de inclinación de la armadura diagonal con respecto al eje longitudinal del miembro, grados.
- ρ = Cantidad de la armadura longitudinal en un miembro sometido a flexión
- $$\rho = A_s / b_w d$$
- ρ_a = Cantidad de la armadura en un muro estructural, definida por la relación:
- $$\rho_a = A_{sa} / A_c$$
- ρ_n = Cantidad de la armadura ortogonal en un muro estructural.
- ρ_g = Cantidad geométrica del acero longitudinal en columnas.
- ρ_s = Cantidad de la armadura helicoidal.
- γ = Factor que depende de la configuración geométrica y posición relativa de los miembros concurrentes a una junta.
- ϕ = Coeficiente de minoración de la resistencia.

18.1 GENERALIDADES

18.1.1 Validez y Alcance

18.1.1.1 Campo de Aplicación

En este Capítulo se prescriben los requisitos para el diseño y la construcción de los elementos de una estructura de concreto armado, monolítica, cuyas solicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas han sido determinadas de acuerdo con la Norma "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756.

18.1.1.2 Relación con otros Capítulos de estas Normas

Las prescripciones contenidas en este Capítulo se aplicarán conjuntamente con las contenidas en los Capítulos 1 al 17 de estas Normas y en donde sea pertinente privarán sobre ellas.

18.1.1.3 Nivel de Diseño 3

En las edificaciones que de acuerdo a la Norma "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, requieran el Nivel de Diseño 3, todos los elementos que forman parte del sistema resistente a sismos deberán cumplir con las prescripciones contenidas en este Capítulo, a excepción de los Artículos 18.7 y 18.8.

Aquellos elementos estructurales que no se consideren que forman parte del sistema resistente a sismos deberán satisfacer las prescripciones contenidas en el Artículo 18.7.

18.1.1.4 Nivel de Diseño 2

En las edificaciones que de acuerdo a la Norma "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, requieran el Nivel de Diseño 2, los elementos que forman parte del sistema resistente a sismos deberán satisfacer, únicamente, el Artículo 18.8.

18.1.1.5 Nivel de Diseño 1

Este Capítulo no es aplicable a las edificaciones que de acuerdo a la Norma "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, requieren el Nivel de Diseño 1.

18.1.2 Análisis y Diseño

18.1.2.1 Generalidades

En el análisis de la estructura se deberá considerar el efecto de elementos rígidos, estructurales o no, que por su naturaleza, dimensiones, ubicación y número puedan afectar la respuesta dinámica de la edificación. Asimismo se debe prestar consideración a las consecuencias de la falla de cualquier elemento no perteneciente al sistema resistente a sismos.

18.1.2.2 Elementos Estructurales que Forman Parte del Sistema Resistente a Sismos

Los elementos estructurales y sus uniones que forman parte del sistema resistente a sismos, deberán dimensionarse utilizando los factores de mayoración establecidos en el Capítulo 9 de esta Norma. También son aplicables los factores de minoración de resistencias indicados en el citado Capítulo con las siguientes excepciones:

a. Flexión y Carga Axial

En toda columna sometida a una fuerza axial mayorada que exceda $0.1 A_g f'_c$ y cuyo refuerzo transversal no satisfaga las prescripciones de las Subsecciones 18.3.4.2, 18.3.4.3 y 18.3.4.4, se usará un factor de minoración ϕ igual a 0.5.

b. Fuerza Cortante

En aquellos elementos sometidos a flexión cuya resistencia de diseño por corte sea menor que la fuerza cortante que resulta de aplicar la Subsección 18.2.3.2, se utilizará un factor de minoración para corte ϕ igual a 0.6.

18.1.2.3 Elementos Estructurales por Debajo del Nivel de Base

Los elementos estructurales que se encuentren situados por debajo del nivel de base y que son necesarios para transmitir las acciones sísmicas a las fundaciones, deberán cumplir con las prescripciones contenidas en este Capítulo.

18.1.3 Materiales

18.1.3.1 Concretos

La resistencia especificada del concreto en elementos pertenecientes al sistema resistente a sismos no será menor que 200 kgf/cm².

Cuando se utilicen agregados livianos, la resistencia especificada no debe exceder 300 kgf/cm², a menos que se demuestre experimentalmente que los elementos estructurales elaborados con estos materiales, poseen la misma resistencia y capacidad de disipación de energía que aquellos elaborados con concretos normales de igual resistencia.

18.1.3.2 Aceros

Los aceros de refuerzo que deban resistir la flexión y la fuerza axial producidas por el sismo, en miembros de pórticos y en los elementos de borde de muros, además de satisfacer las prescripciones del Artículo 3.5 deberán cumplir lo siguiente:

- a. El esfuerzo cedente determinado mediante ensayos no debe exceder al esfuerzo cedente especificado en más de un 30 %;

- b. El esfuerzo de rotura determinado en el laboratorio deberá exceder al esfuerzo cedente real, por lo menos, en un 25 %.

18.2 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN

18.2.1 Alcance

Las prescripciones de esta Sección se deben aplicar a los miembros de los pórticos dúctiles del sistema de resistencia sísmica Tipo I y II, clasificación según la Norma "Edificaciones Antisísmicas" COVENIN-MINDUR 1756, que están dimensionados principalmente para resistir flexión, siendo su luz libre por lo menos cuatro veces su altura útil, y en los cuales la fuerza axial mayorada de compresión no excede el valor de $0.1 A_g f'_c$. Además, deben satisfacer todas las condiciones geométricas siguientes:

- La relación ancho/alto de su sección transversal es mayor o igual que 0.3;
- El ancho mínimo es de 25 cm y el máximo no excede el ancho del miembro que le sirve de soporte, medido en un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga, más una distancia, a cada lado, no superior al 75 % de la altura total de la viga;
- Su excentricidad respecto a la columna que cruza, medida como distancia entre los ejes de los dos miembros, no debe ser mayor del 25 % de la dimensión que tenga la columna perpendicularmente a la viga.

Los miembros que no satisfagan las limitaciones geométricas de la presente Sección, se regirán por las prescripciones del Artículo 18.5.

18.2.2 Armadura Longitudinal

18.2.2.1 Cuantías Máximas y Mínimas

En cualquier sección de un miembro sometido a flexión, la cuantía de la armadura ρ , tanto para el acero superior como para el inferior deberá estar comprendido entre los siguientes valores límites:

$$14/f_y \leq \rho \leq 0.025 \quad (18.1)$$

En cada sección habrá por lo menos una barra en cada esquina no inferior al N° 4.

18.2.2.2 Disposición de la Armadura Longitudinal

18.2.2.2.1 En las caras de los apoyos, las armaduras superiores e inferiores de la viga deberán ser tales que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad para resistir momentos negativos.

18.2.2.2.2 En cualquier sección a lo largo del miembro, la capacidad resistente a flexión tanto para momentos positivos como para momentos negativos, será por lo

menos igual a la cuarta parte de la respectiva capacidad resistente de la sección en la cara del apoyo, debiendo adoptarse para estos efectos aquel extremo del miembro que contenga la mayor cantidad de acero.

18.2.2.2.3 La disposición de las barras a lo largo del miembro deberá hacerse siguiendo las prescripciones contenidas en el Artículo 12.9, pero la envolvente del diagrama de momentos que permite definir la longitud de las barras, tanto de las superiores como de las inferiores, deberá obtenerse considerando la eventual formación de articulaciones plásticas, así como el rango de cargas mayoradas que según la Subsección 18.1.2.2 puede actuar en el elemento.

18.2.2.3 Empalmes por Solape

Las longitudes de solape serán las establecidas en el Capítulo 12 de estas Normas, debiéndose satisfacer adicionalmente las siguientes condiciones:

- a. No se empalmarán barras por solape, ni dentro de las juntas ni en una distancia igual a $2d$ medida a partir de la cara del apoyo, ni en ninguna otra zona en donde el análisis indique la posibilidad de que la armadura en tracción alcance su límite elástico debido a las incursiones de la estructura en el rango no elástico;
- b. A lo largo de la longitud de solape se colocarán armaduras transversales, formadas por estribos cerrados o por zunchos, cuya separación no deberá ser mayor que $d/4$ ni 10 cm.

18.2.2.4 Empalmes por Soldadura o Mediante Conexiones Mecánicas

Los empalmes por soldaduras o mediante conexiones mecánicas se harán de acuerdo a las prescripciones contenidas en las Subsecciones 12.13.3.1 a 12.13.3.4 alternando estas uniones para las barras de una misma capa y manteniendo una separación entre ellas de 60 cm o más, medida en la dirección del eje de la pieza.

18.2.3 Armadura Transversal

18.2.3.1 Generalidades

En los elementos sometidos a flexión, la armadura transversal debe ser capaz de resistir la fuerza cortante, arriostrar la armadura longitudinal y confinar el concreto en aquellas zonas donde se considere posible la formación de roturas plásticas.

18.2.3.2 Fuerzas Cortantes de Diseño

La fuerza cortante a considerar en el diseño, es la que resulta de suponer la pieza bajo la acción de las cargas verticales debidamente mayoradas y, en las secciones extremas adyacentes a los apoyos, momentos flectores de signos opuestos y de valor igual a la capacidad a flexión de estas secciones, tomando

para ϕ el valor de 1.0 y como esfuerzo en la armadura en tracción el valor de $1.25 f_y$.

18.2.3.3 Cálculo de la Armadura Transversal

La determinación de la armadura transversal se hará a partir de las fuerzas cortantes de diseño definidas en 18.2.3.2 y siguiendo las prescripciones del Capítulo 11 de estas Normas, modificadas de acuerdo a lo contenido en las Subsecciones 18.2.3.3.1 y 18.2.3.3.2.

18.2.3.3.1 Contribución del Concreto

El término V_c se supondrá nulo cuando se cumplan las dos condiciones siguientes:

- La fuerza axial mayorada en el elemento, incluyendo el efecto de sismo, es menor que $0.05 A_g f'_c$;
- Cuando se verifique que en alguna de las dos secciones extremas

$$V_H^C = \frac{M_A^C + M_B^C}{l_n} > V_o \quad (18.2)$$

donde:

- M_A^C y M_B^C = La capacidad a flexión de las secciones extremas según la Subsección 18.2.3.2
- l_n = La luz libre de la pieza.
- V_o = La fuerza cortante proveniente de las cargas verticales debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada.

18.2.3.3.2 Separación de Estribos

Se colocarán estribos a todo lo largo del miembro y su separación no excederá, en ningún caso, $d/2$.

En las zonas que deben ser confinadas y que se especifican en la Subsección 18.2.3.4, los estribos deben ser cerrados y su separación no debe exceder el más pequeño de los valores siguientes:

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada;
- 24 veces el diámetro del estribo;
- 30 cm.

El primer estribo cerrado estará ubicado a una distancia no mayor de 5 cm de la cara de apoyo.

Además, en las zonas que deben ser confinadas, los estribos se dispondrán de tal forma que las barras longitudinales resulten arriostradas de acuerdo

a las prescripciones contenidas en la Subsección 7.10.5.3.

18.2.3.4 Zonas Confinadas

La armadura transversal, además de resistir la fuerza cortante, debe confinar las siguientes zonas:

- a. La porción comprendida entre la cara del apoyo y una distancia igual a $2h$ en ambos extremos de la viga;
- b. Una distancia igual a $2h$ a cada lado de la sección en donde la armadura pueda alcanzar su límite elástico a consecuencia de los desplazamientos laterales de la estructura.

18.2.3.5 Estribos Cerrados Formados por dos Piezas

En los miembros sometidos a flexión, se acepta que la acción de un estribo cerrado puede conseguirse empleando un estribo abierto con ganchos a 135° en cada extremo, con prolongaciones de 10 diámetros y una barra adicional con un gancho a 135° en un extremo y otro a 90° en el otro, éste último con una prolongación de 6 diámetros pero no menor de 10 cm. Esta barra debe colocarse en forma alternada de manera que dos estribos consecutivos tengan el gancho de 90° a diferentes lados de la viga.

En el caso de vigas extremas, con losa a un sólo lado de las mismas, el gancho a 90° debe colocarse siempre del lado de la losa.

18.3 MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION Y CARGA AXIAL

18.3.1 Alcance

Los requisitos de esta Sección se aplican a los miembros de los pórticos dúctiles del sistema de resistencia sísmica Tipo I y II, clasificación según la Norma "Estructuras Antisísmicas" COVENIN-MINDUR 1756, que están solicitados por una fuerza axial mayorada que excede de $0.1 A_g f'_c$ y además satisfacen las siguientes condiciones geométricas:

- a. La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor de 30 cm;
- b. La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular, no sea inferior a 0.4.

Los miembros que no satisfagan estas limitaciones geométricas se regirán por las prescripciones del Artículo 18.5.

18.3.2 Mínima Resistencia a Flexión de las Columnas

18.3.2.1 Condición General

En cualquier nodo donde las columnas concurrentes resistan una fuerza axial mayorada de compresión que exceda $0.1 A_g f'_c$, la suma de las resistencias a flexión de las columnas, calculadas para la fuerza axial de diseño más desfavorable debe ser mayor que 1.20 veces la suma de las resistencias a flexión de

las vigas concurrentes a ese nodo en el mismo plano vertical. Las resistencias a flexión se deberán sumar en tal forma que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas. Esta verificación deberá hacerse en ambos sentidos del plano vertical del pórtico considerado.

18.3.2.2 Excepciones

Si excepcionalmente la condición dada en la Sección 18.3.2.1 no se satisface en un determinado nodo, las columnas de ese nodo deben armarse en toda su altura con la armadura transversal especificada en la Sección 18.3.4 y su contribución en la resistencia y rigidez de la estructura deberá ignorarse.

La Subsección 18.3.2.1 no es necesaria satisfacerla en pórticos de uno y de dos pisos, y en el último nivel de un edificio de varios pisos.

18.3.3 Armadura Longitudinal

18.3.3.1 Fuerzas de Diseño

La armadura longitudinal se determinará para la combinación de carga axial y momentos más desfavorables tomando además en cuenta lo contenido en la Subsección 18.3.2.1.

18.3.3.2 Cuantías Máximas y Mínimas de Acero

La cuantía geometría ρ_g no será menor que 0.01, ni mayor que 0.06.

18.3.3.3 Empalmes

Los empalmes por solape sólo se permitirán en la mitad central de la luz libre del miembro y deben ser diseñados como empalmes a tracción. En cualquier sección se podrán utilizar empalmes por soldadura o conexiones mecánicas de acuerdo a lo dispuesto en las Subsecciones 12.13.3.1 a 12.13.3.4, siempre y cuando los empalmes se dispongan en forma alternada y la distancia entre ellos sea igual o mayor de 60 cm, medida a lo largo del eje longitudinal del refuerzo.

18.3.4 Armadura Transversal

18.3.4.1 Generalidades

Las principales funciones de la armadura transversal especificada en esta Sección son las de lograr el confinamiento del concreto y servir de soporte lateral a las barras de refuerzo longitudinal.

18.3.4.2 Zonas a Confinar

18.3.4.2.1 Longitud de Confinamiento

El refuerzo transversal especificado en la Subsección 18.3.4.3 deberá colocarse en los extremos de la columna en una longitud por lo menos igual al mayor de los siguientes valores:

- a. La mayor dimensión de la sección transversal;
- b. $1/6$ de la altura libre del miembro; y
- c. 45 cm.

Su separación no será mayor que la indicada en la Subsección 18.3.4.4.

18.3.4.3 Determinación de la Armadura de Confinamiento

Se dispondrá la armadura transversal de confinamiento requerida por la Subsección 18.3.4.3.1 ó 18.3.4.3.2, a menos que deba ser aumentada para resistir la fuerza cortante de diseño según la Sección 18.3.4.5, o que la columna se diseñe de acuerdo con la Subsección 18.1.2.2.a empleando un valor de ϕ igual a 0.5.

18.3.4.3.1 La cuantía de armadura helicoidal ρ_s no será menor que la indicada en la Fórmula (10-5) respetando el límite inferior dado por la Fórmula (18.3).

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (18.3)$$

18.3.4.3.2 El área total de la sección transversal de ligaduras cerradas de refuerzo no será menor que el mayor de los valores dados por la Fórmulas (18-4) y (18-5).

$$A_{sh} = 0.3(s h_c \frac{f'_c}{f_{yh}}) (\frac{A_g}{A_{ch}} - 1) \quad (18.4)$$

$$A_{sh} = 0.12(s h_c \frac{f'_c}{f_{yh}}) \quad (18.5)$$

18.3.4.3.3 Como refuerzo transversal se podrán utilizar ligaduras cerradas, simples o múltiples. Se podrán usar igualmente ligaduras de una rama, con igual diámetro y separación que las anteriores, de forma tal que cada extremo abraze una barra longitudinal.

Las ligaduras de una rama que tengan un extremo doblado a 90° deberán alternarse.

18.3.4.3.4 Si el núcleo del miembro es capaz de resistir las acciones que resultan de la combinación prescrita en la Subsección 18.3.3.1, no es necesario satisfacer las Fórmulas (10.5) y (18.4).

18.3.4.4 Separaciones Máximas

La separación de las armaduras de refuerzo transversal en la dirección del eje del miembro no será mayor que el menor de los siguientes valores:

- a. $1/4$ de la menor dimensión del miembro;
- b. 10 cm.

Las ligaduras cerradas de una rama o las ramas de las ligaduras múltiples, no podrán distanciarse más de 35 cm medidos centro a centro en dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

18.3.4.5 Fuerza Cortante de Diseño

En los miembros solicitados simultáneamente por flexión y carga axial, la fuerza cortante de diseño podrá ser el menor valor que se obtenga por alguno de los procedimientos que se describen a continuación:

Procedimiento 1: El corte de diseño se obtendrá a partir de los momentos resistentes nominales ($\phi = 1$) calculados para la fuerza axial de compresión mayorada que conduzca al máximo momento flector.

El corte será calculado dividiendo la suma de los valores absolutos de ambos momentos entre la longitud libre de la columna.

Procedimiento 2: El corte de diseño se obtendrá utilizando el doble del corte debido a sismo tomado del análisis elástico lineal y sumado a los cortes provenientes de las otras acciones consideradas debidamente mayoradas.

Excepciones:

1. Cuando las columnas del último piso no satisfacen la Subsección 18.3.2.1 sólo se utilizará el Procedimiento 1.
2. Cuando se aplique el Procedimiento 2 a las columnas del primer piso, el corte de diseño no será menor que el calculado suponiendo el momento resistente nominal en la base de la columna y el doble del momento resultante del análisis elástico lineal en su parte superior. En este caso el corte se determinará dividiendo la suma algebraica de los momentos así determinados entre la altura libre de la columna.

18.3.4.6 Contribución del Concreto

La contribución del concreto V_c en la resistencia al corte de elementos sometidos a flexo-compresión, se supondrá igual a cero si la carga axial mayorada incluido los efectos del sismo es menor que $0.05 A_g f'_c$.

18.3.5 Miembros de Pórticos Diagonalizados

18.3.5.1 Alcance

Las prescripciones de esta Sección se aplican a los pórticos diagonalizados que forman parte del sistema de resistencia sísmico Tipo II ó III, según la clasificación de los sistemas estructurales de la Norma "Edificaciones Anti-sísmicas" COVENIN-MINDUR 1756.

18.3.5.2 Armadura de Refuerzo Transversal

En los miembros de los pórticos diagonalizados con esfuerzos a la compresión que exceden $0.2 f'_c$, se deberá disponer refuerzo transversal especial en toda su longitud. Este deberá satisfacer las mismas prescripciones establecidas en la Sección 18.3.4. Cuando los esfuerzos de compresión no excedan de $0.2 f'_c$, la armadura transversal no requiere cumplir con las prescripciones de la Sección 18.3.4. Los esfuerzos se calcularán con las acciones debidamente mayoradas, permitiéndose el uso de un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones no fisuradas de los miembros considerados.

18.3.5.3 Anclaje de la Armadura Longitudinal

Todo refuerzo continuo en los pórticos diagonalizados deberá anclarse de acuerdo a las disposiciones para barras en tracción según se especifica en la Sección 18.4.4.

18.3.5.4 Fuerzas Cortantes de Diseño

Las fuerzas cortantes de diseño V_u deberán obtenerse a partir del análisis de fuerzas laterales, de acuerdo con las combinaciones y mayoraciones especificadas en la Subsección 18.1.2.2.

18.4 JUNTAS VIGA-COLUMNA

18.4.1 Generalidades

18.4.1.1 Las juntas viga-columna deben ser capaces de resistir las fuerzas que les transmiten los miembros que concurren a ellas, suponiendo que el esfuerzo en las armaduras a tracción de las vigas es $1.25 f_y$.

18.4.1.2 La armadura longitudinal de las vigas que termine en una columna deberá extenderse hasta la cara más lejana del núcleo confinado y anclarse de acuerdo a las prescripciones contenidas en la Sección 18.4.4 cuando se trate de barras en tracción o de acuerdo con el Capítulo 12, si se trata de barras en compresión.

18.4.2 Armadura Transversal de Confinamiento

18.4.2.1 Caso General

Dentro de la junta deberá disponerse el refuerzo transversal que se especifica en la Sección 18.3.4, salvo que la junta esté confinada por elementos estructurales en la forma especificada en la Subsección 18.4.2.2.

18.4.2.2 Juntas Confinadas por Vigas en los Cuatro Lados

En juntas que estén confinadas por vigas concurrentes en sus cuatro lados y donde el ancho de cada una sea por lo menos igual al 75 % del ancho de la columna, se permite reducir la cantidad de refuerzo transversal al 50 % del exigido en la Sección 18.3.4, en una longitud igual a la menor altura de las vigas concurrentes y con una separación no mayor de 15 cm.

18.4.2.3 Casos Especiales

Si el refuerzo longitudinal de la viga no está dentro del núcleo de la columna, se deberá disponer el refuerzo transversal exigido por la Sección 18.3.4.

18.4.3 Verificación por Fuerza Cortante

18.4.3.1 En toda junta de concreto normal debe verificarse:

$$V_j \leq \phi \gamma A_j \sqrt{f'_c} \quad (18-6)$$

donde:

V_j = Fuerza cortante de diseño en la junta suponiendo que el esfuerzo en las armaduras a tracción de las vigas es igual a $1.25 f_y$;

ϕ = Coeficiente de minoración de la resistencia igual a 0.85;

γ = Factor igual a 5.3 en juntas confinadas por vigas en sus cuatro caras y a 4.0 en cualquier otro caso;

A_j = Área de la menor sección transversal de la junta en un plano paralelo al eje del refuerzo longitudinal que transmite el corte a la junta. Cuando una viga concurre a un apoyo muy ancho, el ancho efectivo de la junta no excederá del ancho de la viga más la dimensión de la columna medida paralelamente al eje de la viga, cm^2 ;

f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm^2 .

18.4.3.2 Cuando se trate de concretos hechos con agregados livianos, el valor de γ se tomará igual al 75 % de los límites dados en la Subsección 18.4.3.1.

18.4.4 Longitudes de Anclaje de Barras en Tracción

18.4.4.1 Barras con Ganchos

En concretos normales y cuando se trate de barras N° 3 a N° 11, la longitud de anclaje L_{ah} para una barra con un gancho estandar de 90° , será por lo menos igual a $8 d_b$, 15 cm o la longitud requerida por la Fórmula (18.7)

$$L_{ah} = \frac{0.06 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (18.7)$$

Para concretos hechos a base de agregados livianos, los valores anteriores deben aumentarse en un 25 %.

En todo caso, el gancho de 90° deberá estar situado dentro del núcleo confinado de una columna o de un miembro de borde.

18.4.4.2 Barras Rectas

Para barras sin ganchos, cuyos diámetros no exceden al de la barra N° 11, la longitud de anclaje, L_{as} , deberá ser por lo menos igual a 2.5 veces

la longitud exigida en la Subsección 18.4.4.1 si el espesor del concreto vaciado debajo de la barra no excede 30 cm, y de 3.5 veces la longitud exigida por la Subsección 18.4.4.1 si el espesor de concreto vaciado debajo de la barra excede 30 cm.

La longitud de anclaje L_{as} deberá estar contenida en el núcleo confinado de una columna o en un miembro de borde de un muro. Cualquier porción de L_{as} no contenido en un núcleo confinado deberá incrementarse en un 60 %.

18.5 MUROS ESTRUCTURALES

18.5.1 Validez y Alcance

Los requerimientos de esta Sección son aplicables a muros estructurales que constituyan total o parcialmente el sistema estructural que resiste las fuerzas horizontales provenientes del sismo. Asimismo, deben regirse por las prescripciones contenidas en esta Sección aquellos miembros de estructuras aporticadas que no satisfagan las limitaciones establecidas en las Secciones 18.2.1 y 18.3.1.

18.5.2 Armaduras

18.5.2.1 Cuantías Mínimas

La cuantía mínima tanto de las armaduras horizontales como de las verticales no será inferior a 0.0025.

18.5.2.2 Separaciones Máximas

La separación entre barras, en cada dirección, no será superior a 35 cm, excepto que la sección necesite ser confinada en cuyo caso la separación no excederá de 25 cm. Además, la armadura necesaria para resistir la fuerza cortante se distribuirá uniformemente a lo largo de la sección.

18.5.2.3 Planos de Ubicación de la Armadura

Cuando la fuerza cortante mayorada actuando en el plano de la pared exceda el valor $0.5 A_c \sqrt{f'_c}$, las armaduras se colocarán según dos planos equidistantes del eje longitudinal de la sección transversal.

18.5.2.4 Anclajes

Todo el refuerzo continuo en muros estructurales deberá anclarse de acuerdo con las prescripciones para barras en tracción dadas en la Sección 18.4.4.

18.5.3 Miembros de Borde

18.5.3.1 Alcance

A los efectos de esta Sección, se entiende por miembros de borde las porciones de la pared adyacentes a los bordes y en las cuales es preciso disponer

las armaduras en la forma y cantidad que se establecen en las Subsecciones 18.5.3.2 y 18.5.3.3.

Los miembros de borde son necesarios en aquellos muros en donde el esfuerzo máximo de compresión, calculado a partir de las cargas mayoradas incluidas las debidas al sismo y suponiendo la sección como homogénea y sin fisurar, supera el valor $0.2 f'_c$. Pueden ser omitidos en el nivel a partir del cual el esfuerzo máximo de compresión antes definido, es menor que $0.2 f'_c$.

18.5.3.2 Armadura Longitudinal en los Miembros de Borde

La armadura longitudinal en los miembros de borde, cuando ellos son requeridos, se calculará como si dichos miembros fuesen columnas sometidas a carga axial. A estos efectos, la carga se determinará tomando en cuenta las cargas vertales tributarias al muro, incluyendo su peso propio, y los efectos causados por la acción de las fuerzas horizontales, ambas debidamente mayoradas de acuerdo a lo contenido en la Subsección 18.1.2.2.

18.5.3.3 Armadura Transversal en los Miembros de Borde

La armadura transversal en los miembros de borde no será inferior a la especificada en la Subsección 18.3.4.3 y se dispondrá a todo lo largo del miembro. La armadura transversal deberá anclarse dentro del núcleo confinado del miembro de borde de manera que pueda desarrollarse un esfuerzo de tracción igual a f_{yh} .

18.5.4 Fuerza Cortante

18.5.4.1 Fuerza Cortante de Diseño

Las fuerzas cortantes de diseño serán las provenientes del análisis debidamente mayoradas y combinadas de acuerdo a lo contenido en la Subsección 18.1.2.2.

18.5.4.2 Resistencia a la Fuerza Cortante

La fuerza cortante nominal, V_n , de un muro estructural no excederá el valor de

$$V_n = A_c (0.5 \sqrt{f'_c} + \rho_a f_y) \quad (18.8)$$

en donde:

A_c = Área de concreto que resiste la fuerza cortante e igual al producto del espesor del alma por la altura total de la sección;

A_{sa} = Proyección sobre A_c del área total de armaduras que atraviesa el plano que contiene a A_c ;

ρ_a = A_{sa}/A_c .

18.5.4.3 Armadura Ortogonal

En la dirección ortogonal al refuerzo ρ_a , se dispondrá una armadura paralela a la cara, cuya cuantía ρ_n , no será inferior a ρ_a .

18.5.4.4 Valores Límites de la Fuerza Cortante

La fuerza cortante nominal, en ningún muro deberá exceder al valor $2.5 A_c \sqrt{f'_c}$, debiendo además verificarse para el conjunto de muros situados en un mismo plano que la fuerza cortante nominal, para el conjunto, no exceda el valor $2.0(\sum A_c) \sqrt{f'_c}$.

18.5.5 Dinteles

18.5.5.1 Alcance

En los miembros sometidos a flexión cuya luz libre sea menor que cuatro veces su altura útil, que sirvan de elementos de unión entre muros estructurales, y cuya fuerza cortante de diseño V_u exceda la magnitud de $1.1 \sqrt{f'_c}$, se dispondrá una armadura diagonal para resistir la totalidad del corte según se prescribe en las Subsecciones 18.5.5.2 y 18.5.5.3.

18.5.5.2 Cálculo de la Armadura Diagonal

El área de refuerzo A_{vd} en cada una de las diagonales no será menor que la que obtenida con la siguiente fórmula:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 f_y \text{ sen} \alpha} \quad (18.9)$$

donde:

- V_u = Fuerza cortante de diseño en los extremos del dintel, kgf;
- f_y = Resistencia cedente especificada en la armadura, kgf;
- α = Ángulo de inclinación de la armadura diagonal con respecto al eje longitudinal del miembro, grados.

En el cálculo de la resistencia a la flexión del miembro se tomará en cuenta la contribución de la armadura diagonal comprimida.

18.5.5.3 Disposición de la Armadura

La armadura obtenida según la Subsección 18.5.5.2 se dispondrá simétricamente a todo lo largo de cada una de las diagonales del dintel, debidamente arriostrada por estribos con separación máxima de seis veces el diámetro de la barra longitudinal. La longitud de anclaje de la armadura diagonal será al menos de 2.5 veces L_{ah} , como se prescribe en la Subsección 18.4.4.2.

Para evitar la fisuración bajo las condiciones de servicio y la dislocación del concreto en el estado límite último, en el alma del dintel se dispondrá un refuerzo nominal formado por estribos y barras horizontales.

18.5.6 Juntas de Construcción

18.5.6.1 Disposiciones Generales

Las juntas de construcción en muros estructurales y diafragmas deberán cumplir con las prescripciones del Artículo 6.4. Las superficies de todas las juntas de construcción deberán hacerse marcadamente rugosas como se indica en la Sección 11.6.9.

18.6 DIAFRAGMAS Y CERCHAS

18.6.1 Alcance

Los requerimientos de esta Sección subren el diseño de diafragmas, cerchas y elementos de unión que deban transmitir acciones debidas a sismos.

18.6.2 Hipótesis para el Análisis

Los esfuerzos deberán calcularse para las acciones debidamente mayoradas de acuerdo con la Subsección 18.1.2.2, utilizando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones no fisuradas.

18.6.3 Armaduras

18.6.3.1 Armadura Longitudinal

La armadura longitudinal deberán anclarse de acuerdo con los requerimientos para barras en tracción especificados en la Sección 18.4.4.

18.6.3.2 Armadura Transversal

Los miembros de cerchas y elementos de unión, cuyos esfuerzos a compresión excedan $0.2 f'_c$ deben poseer armadura transversal a todo lo largo del miembro, tal como se especifica en la Sección 18.3.4. Cuando los esfuerzos de compresión no excedan de $0.2 f'_c$, la armadura transversal no requiere cumplir con las prescripciones de la Sección 18.3.4.

18.6.4 Miembros de Borde en Diafragmas

18.6.4.1 Generalidades

Cuando los esfuerzos en los bordes de diafragmas o de aberturas, calculados con arreglo a las mismas hipótesis de cálculo establecidas en la Sección 18.6.2, excedan un esfuerzo igual a $0.2 f'_c$, se deberán disponer miembros de borde. Los miembros de borde se podrán interrumpir cuando el esfuerzo a compresión sea menor de $0.2 f'_c$.

18.6.4.2 Armadura Longitudinal en los Miembros de Borde

Los miembros de borde de diafragmas estructurales deben quedar diseñados para resistir la suma de las fuerzas que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida de dividir el momento en la sección analizada debidamente mayorado, por la distancia entre los bordes del diafragma en esa sección.

18.6.4.3 Armadura Transversal en los Miembros de Borde

En los miembros de borde se deberá disponer armadura transversal que satisfaga los requerimientos prescritos en la Subsección 18.3.4.3. La armadura transversal deberá anclarse dentro del núcleo confinado del miembro de borde de manera que pueda desarrollarse un esfuerzo de tracción igual a f_{yh} .

18.7 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS

18.7.1 Alcance

Esta Sección trata sobre los elementos estructurales no incluidos en el sistema resistente a sismos.

18.7.2 Requerimientos Mínimos

Los elementos estructurales mencionados en la Sección 18.7.1 deberán satisfacer los requerimientos mínimos de refuerzo prescritos en las Subsecciones 18.2.2.1, 18.5.2.1 y 18.5.2.2.

18.7.3 Columnas Secundarias

Todos los elementos estructurales secundarios que estén sometidos a una fuerza axial de compresión mayorada que exceda $0.1 A_g \cdot f'_c$ deberán satisfacer los siguientes requerimientos especiales, a menos que satisfagan lo prescrito en la Sección 18.3.4.

18.7.3.1 Armadura Transversal

La armadura transversal estará constituida por ligaduras con ganchos a 135° y extensiones por lo menos de 6 diámetros o 6 cm. También podrán usarse ligaduras de una rama.

La máxima separación de ligaduras no deberá exceder $2s_o$ en ninguna parte de la columna. A su vez, s_o no será mayor que el menor de los siguientes valores:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal abrazada;
- 24 veces el diámetro de la ligadura;
- $1/2$ de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

La primera ligadura debe quedar situada a una distancia igual a $0.5s_o$ de la cara de la junta. En una distancia l_o medida a partir de la cara de la junta, la máxima separación de ligaduras deberá ser s_o . La longitud l_o será como mínimo igual al mayor de los siguientes valores:

- $1/6$ de la altura libre de la columna;
- La máxima dimensión de la sección transversal de la columna;
- 45 cm.

18.8 REQUERIMIENTOS PARA EL NIVEL DE DISEÑO 2

18.8.1 Generalidades

Las edificaciones que de acuerdo a la Norma "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN-MINDUR 1756, requieran el Nivel de Diseño 2, deben satisfacer las prescripciones de esta Sección en adición a las contenidas en los Capítulos 1 al 17 de estas Normas.

18.8.2 Elementos Sometidos a Flexión

18.8.2.1 Alcance

Los requisitos de esta Sección son aplicables a aquellos elementos que forman parte del sistema estructural resistente a las acciones del sismo, dimensionados principalmente para resistir flexión y en los cuales la fuerza axial mayorada de compresión no excede el valor $0.1 A_g f'_c$.

18.8.2.2 Disposición de la Armadura Longitudinal

18.8.2.2.1 En las caras de los apoyos, las armaduras superiores e inferiores de la viga deberán ser tales que la capacidad para momentos positivos sea por lo menos un tercio de la capacidad para momentos negativos.

18.8.2.2.2 En cualquier sección a lo largo del miembro, la capacidad resistente a flexión tanto para momentos positivos como para momentos negativos, será por lo menos igual a la quinta parte de la capacidad resistente respectiva de la sección en la cara del apoyo, debiendo adoptarse para estos efectos aquel extremo del miembro que contenga la mayor cantidad de acero.

18.8.2.3 Armadura Transversal

En el cálculo de la armadura transversal se usará la fuerza cortante de diseño prescrita en la Sección 18.8.5.

18.8.2.3.1 Zonas Confinadas

La armadura transversal deberá confinar, por medio de estribos cerrados, la porción comprendida entre la cara del apoyo y una distancia igual a $2h$ en ambos extremos de la viga.

18.8.2.3.2 Separación Máxima de Estribos

Se dispondrán estribos a todo lo largo del miembro y su separación no excederá, en ningún caso, el valor $d/2$. Donde se exijan estribos cerrados (Subsección 18.8.2.3.1), la separación no debe exceder el menor de los siguientes valores:

- a. $d/4$;
- b. 8 veces el diámetro de la menor barra longitudinal arriostrada;
- c. 24 veces el diámetro del estribo;
- d. 30 cm.

El primer estribo cerrado estará ubicado a una distancia no mayor de 5 cm de la cara del apoyo.

18.8.3 Elementos Sometidos a Flexión y Carga Axial

18.8.3.1 Alcance

Esta Sección se aplica a los miembros que deban resistir acciones provenientes de sismos y que estén sometidos a una fuerza axial mayorada de compresión en exceso de $0.1 A_g f'_c$, a menos que posean un refuerzo en espiral de acuerdo a la Fórmula (10.5).

18.8.3.2 Armadura Transversal

En el cálculo de la armadura transversal se usará la fuerza cortante de diseño prescrita en la Sección 18.8.5.

18.8.3.2.1 Zonas a Confinar

La separación máxima de ligaduras especificada en la Subsección 18.8.3.2.2 deberá respetarse en los extremos de la columna, en una longitud l_o por lo menos igual al mayor de los siguientes valores:

- a. La mayor dimensión de la sección transversal;
- b. $1/6$ de la altura libre del miembro;
- c. 45 cm.

18.8.3.2.2 Separaciones Máximas

La separación s_o , en la dirección del eje del miembro, de la armadura transversal en la longitud l_o de las zonas confinadas, no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- a. 8 veces el diámetro de la menor barra longitudinal abrazada;
- b. 24 veces el diámetro de la ligadura;
- c. $1/2$ de la menor dimensión de la sección transversal del miembro;
- d. 30 cm.

La primera ligadura deberá colocarse a una distancia no mayor que $s_o/2$ de la cara de la junta. En cualquier caso la separación de armaduras transversales no debe exceder $2s_o$.

18.8.4 Losas

18.8.4.1 Generalidades

Cuando un sistema de losas sin vigas armadas en dos direcciones se considera como parte del sistema resistente a sismos, se trabajará con las propiedades de las secciones fisuradas de las losas. Los detalles del refuerzo en cualquier vano que resista los momentos debidos a las acciones sísmicas deberán satisfacer la presente Sección. El momento sobre los apoyos de la losa, incluyendo el efecto del sismo, deberá determinarse para las combinaciones definidas en la Subsección 18.1.2.2.

18.8.4.2 Armadura Longitudinal

La armadura necesaria para resistir el momento en el apoyo M_s , deberá disponerse dentro de la franja de columna definida en el Capítulo 2. A su vez, la fracción M_s dada por la Fórmula (13-2) deberá ser resistida por refuerzo colocado dentro del ancho especificado en la Subsección 13.2.2.2.

18.8.4.2.1 Armadura Superior

Para absorber los momentos negativos en la franja de columna, se dispondrá refuerzo en toda la parte superior del vano en una cuantía no menor del 25 %.

Todo el acero de refuerzo negativo deberá disponerse en forma tal que alcance su esfuerzo cedente en la cara del apoyo según se define en la Subsección 13.2.1.8.

18.8.4.2.2 Armadura Inferior

En la franja de columna, la armadura continua inferior, deberá ser lo menos 1/3 de la superior. No menos de la mitad del acero positivo en el centro del vano deberá ser continuo y disponerse en forma tal que alcance su esfuerzo cedente en la cara del apoyo según se define en la Subsección 13.2.1.8.

18.8.4.2.3 Ancho de Colocación

Por lo menos la mitad del refuerzo dispuesto en la franja de columna en el apoyo, deberá colocarse dentro del ancho efectivo de la losa especificado en la Subsección 13.2.2.2.

18.8.4.3 Anclaje en Bordes Discontinuos

En el apoyo de bordes discontinuos de la losa, el acero de refuerzo positivo y negativo tendrá su longitud de desarrollo en la cara del apoyo definido en la Subsección 13.2.1.8.

18.8.5 Fuerza Cortante de Diseño

La fuerza cortante de diseño de las vigas, las columnas y las losas armadas en dos direcciones que deban absorber los efectos de sismos, no debe ser menor que el valor resultante de utilizar una de las siguientes opciones:

- a. La suma de la fuerza cortante asociada a la resistencia nominal a flexión en ambos extremos de la luz libre y de la correspondiente a los efectos gravitacionales debidamente mayorados;
- b. La máxima fuerza cortante obtenida de las combinaciones de diseño que incluyan los efectos sísmicos, pero multiplicando por 1.5 este último efecto.

COVENIN
1753 - 87

CATEGORIA
I

COMISION VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES
MINISTERIO DE FOMENTO

Av. Andrés Bello Edif. Torre Fondo Común Pisos 11 y 12

Telf. 575. 41. 11 Fax: 574. 13. 12

CARACAS

publicación de



CDU: 624.016.04

ISBN 980-06-0243-7

RESERVADOS TODOS LOS DERECHOS

Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier medio.