SENCICO
SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

NORMA E.060
CONCRETO ARMADO

LIMA - PERÚ
2020

PUBLICACIÓN OFICIAL

SENCICO

NORMA E.060 CONCRETO ARMADO
Reglamento Nacional de Edificaciones

Edición:
Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO
Gerencia de Investigación y Normalización del SENCICO
Av. De la Poesía Nº 351 San Borja, Lima - Perú
Teléfono: 211 6300 anexo 2602

Primera edición digital: Diciembre de 2020

ISBN: 978-612-48427-4-0

Derechos Reservados
Prohibida la Reproducción total o parcial de este libro por cualquier medio sin el permiso expreso del autor.

Editado en el Perú

Libro electrónico disponible en www.gob.pe/sencico.

DECRETO SUPREMO Nº 010-2009-VIVIENDA

EL PRESIDENTE DE LA REPUBLICA

CONSIDERANDO

Que, el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento de conformidad con la Ley Nº 27792, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, tiene competencia para formular, aprobar, ejecutar y supervisar las políticas de alcance nacional aplicables en materia de vivienda, urbanismo, construcción y saneamiento a cuyo efecto dicta normas de alcance nacional y supervisa su cumplimiento;

Que, mediante Decreto Supremo Nº 015-2004-VIVIENDA, se aprobó el Índice y la Estructura del Reglamento Nacional de Edificaciones, en adelante RNE, aplicable a las Habilitaciones Urbanas y a las Edificaciones, como instrumento técnico – normativo que rige a nivel nacional, y por Decreto Supremo Nº 011-2006-VIVIENDA, se aprobaron sesenta y seis (66) Normas Técnicas del RNE, y se constituyó la Comisión Permanente de Actualización del RNE, a fin que se encargue de analizar y formular las propuestas para su actualización;

Que, con Informes Nº 01 y 02-2009/VIVIENDA/VMVU-CPARNE, el Presidente y Secretario Técnico de la Comisión Permanente de Actualización del RNE, eleva las propuestas de modificación de ocho (8) Normas Técnicas del RNE; G.050 Seguridad Durante la Construcción; OS.050 Redes de Distribución de Agua para Consumo Humano; OS.070 Redes de Agua Residuales; A.010 Condiciones Generales de Diseño; A.120 Accesibilidad para Personas con Discapacidad; E.060 Concreto Armado; EM.040 Instalaciones de Gas y EM.080 Instalaciones con Energía Solar, así como la modificación de los Anexos de la Norma Técnica A.030 Hospedaje y el cambio de denominación de la Norma Técnica A.120; Accesibilidad para Personas con Discapacidad por A.120; Accesibilidad para Personas con Discapacidad y de las Personas Adultas Mayores; las mismas que han sido materia de evaluación y aprobación por la referida Comisión conforme aparece en las Actas respectivas, que se anexan a los Informes citados;

Que, estando a lo informado y a las propuestas de Normas Técnicas, Anexos y cambios de denominación, a que se refiere el considerando precedente, alcanzadas por la Comisión Permanente de Actualización del RNE, resulta necesario disponer la modificación de las mismas con la finalidad de actualizar su contenido;

De conformidad con lo dispuesto en el inciso 8) del articulo 118º de la Constitución Política del Perú, el numeral 3) del articulo 11º de la Ley Nº 29158, Ley Orgánica del Poder Ejecutivo, la Ley Nº 27792 – Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento y el Decreto Supremo Nº 002-2002-VIVIENDA modificado por Decreto Supremo Nº 045-2006-VIVIENDA.

DECRETA:

Articulo 1º.- Modificación de denominación de la Norma Técnica A.120 del RNE. Modifíquese la denominación de la Norma Técnica A.120 del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE, como "Accesibilidad para Personas con Discapacidad y de las Personas Adultas Mayores".

Articulo 2º.- Modificación de ocho (8) Normas Técnicas del RNE. Modifíquese el contenido de ocho (8) Normas Técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE, aprobadas por el Decreto Supremo Nº 011-2006-VIVIENDA, que forman parte integrante del presente Decreto Supremo y cuya relación es la siguiente:

Del Titulo I "Generalidades"

- G.050 Seguridad Durante la Construcción.

Del Titulo II "Habilitaciones Urbanas"

- OS.050 Redes de Distribución de Agua para Consumo Humano.
- OS.070 Redes de Aguas Residuales.

Del Titulo III "Edificaciones"

- A.010 Condiciones Generales de Diseño.
- A.120 Accesibilidad para Personas con Discapacidad y de las Personas Adultas Mayores.
- E.060 Concreto Armado
- EM.040 Instalaciones de Gas.
- EM.080 Instalaciones con Energía Solar.

Artículo 3º.- Modificación de los Anexos de la Norma Técnica A.030 Hospedaje del RNE.
Modifíquese los Anexos 1, 2, 3, 4, 5 y 6 de la Norma Técnica A.030 Hospedaje del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE, cuyo detalle forma parte de este dispositivo.

Artículo 4º.- Publicación y Difusión
El contenido de las Normas Técnicas a que se refiere el artículo 2º y los Anexos a que se refiere el artículo 3º del presente Decreto Supremo, serán publicados en el Portal de Internet del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (www.vivienda.gob.pe).

Artículo 5º.- Refrendo
El presente Decreto Supremo será refrendado por la Ministra de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Dado en la Casa de Gobierno, en Lima, a los ocho días del mes de mayo del año dos mil nueve.

ALAN GARCIA PEREZ
Presidente Constitucional de la República

NIDIA VILCHEZ YUCRA
Ministra de Vivienda, Construcción y Saneamiento

SENCICO

SENCICO

COMITÉ TÉCNICO ESPECIALIZADO
NTE E.060 CONCRETO ARMADO

Presidente : Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino
Secretario Técnico : Ing. Pablo Medina Quispe

INSTITUCIÓN	REPRESENTANTES
ACI Perú	Ing. Enrique Pasquel Carbajal
COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ Consejo Departamental de Lima	Ing. Carlos Casabonne Rasselet
	Ing. Julio Rivera Feijóo
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ Facultad de Ciencias e Ingeniería	Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino
	Ing. Antonio Blanco Blasco
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Civil	Ing. Luis Vargas Rodríguez
UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL Facultad de Ingeniería Civil	Ing. Roque A. Sánchez Cristóbal
UNIVERSIDAD RICARDO PALMA Facultad de Ingeniería	Ing. Julio Arango Ortíz
SENCICO	Ing. Alejandro Muñoz Peláez
	Ing. José A. Chávez Ángeles

SENCICO

SENCICO

ÍNDICE

1 CAPITULO 1. REQUISITOS GENERALES 13
1.1 ALCANCE 13
1.2 PROYECTO, EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE LA OBRA 13
1.3 SISTEMAS NO CONVENCIONALES 15
1.4 NORMAS DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CITADOS 15
2. CAPÍTULO 2. NOTACIÓN Y DEFINICIONES 16
2.1 NOTACIÓN 16
2.2 DEFINICIONES 25
3. CAPÍTULO 3. MATERIALES 30
3.1 ENSAYOS DE MATERIALES 30
3.2 CEMENTOS 30
3.3 AGREGADOS 30
3.4 AGUA 31
3.5 ACERO DE REFUERZO 31
3.6 ADITIVOS 34
3.7 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES 34
3.8 NORMAS CITADAS 35
4. CAPÍTULO 4. REQUISITOS DE DURABILIDAD 36
4.0 ALCANCE 36
4.1 RELACIÓN AGUA-MATERIAL CEMENTANTE 36
4.2 EXPOSICIÓN A CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO 36
4.3 EXPOSICIÓN A SULFATOS 38
4.4 PROTECCIÓN DEL REFUERZO CONTRA LA CORROSIÓN 38
5 CAPÍTULO 5. CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACIÓN 40
5.1 GENERALIDADES 40
5.2 DOSIFICACIÓN DEL CONCRETO 40
5.3 DOSIFICACIÓN BASADA EN LA EXPERIENCIA EN OBRA O EN MEZCLAS DE PRUEBA 41
5.4 DOSIFICACIÓN CUANDO NO SE CUENTA CON EXPERIENCIA EN OBRA O MEZCLAS DE PRUEBA 43
5.5 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN 43
5.6 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO 43
5.7 PREPARACIÓN DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO 45
5.8 MEZCLADO DEL CONCRETO 45
5.9 TRANSPORTE DEL CONCRETO 45
5.10 COLOCACIÓN DEL CONCRETO 46
5.11 PROTECCIÓN Y CURADO 46
5.12 REQUISITOS PARA CLIMA FRÍO 47
5.13 REQUISITOS PARA CLIMA CÁLIDO 47
6. CAPÍTULO 6. ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN 48
6.1 DISEÑO DE ENCOFRADOS 48
6.2 REMOCIÓN DE ENCOFRADOS, PUNTALES Y REAPUNTALAMIENTO 48
6.3 TUBERÍAS Y DUCTOS EMBEBIDOS EN EL CONCRETO 49
6.4 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN 50
7. CAPÍTULO 7. DETALLES DEL REFUERZO 51
7.1 GANCHOS ESTÁNDAR 51

SENCICO

7.2 DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO 51
7.3 DOBLADO 52
7.4 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO 52
7.5 COLOCACIÓN DEL REFUERZO 52
7.6 LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO 53
7.7 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO 54
7.8 DETALLES ESPECIALES DEL REFUERZO PARA COLUMNAS 55
7.9 CONEXIONES 56
7.10 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN 56
7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN 58
7.12 REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA 58
7.13 REQUISITOS PARA LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL 58
8. CAPÍTULO 8. ANÁLISIS Y DISEÑO - CONSIDERACIONES GENERALES 60
8.1 MÉTODOS DE DISEÑO 60
8.2 CARGAS 60
8.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS 60
8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN ELEMENTOS CONTINUOS SOMETIDOS A FLEXIÓN 61
8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE 62
8.6 RIGIDEZ 62
8.7 LONGITUD DEL VANO 62
8.8 COLUMNAS 63
8.9 DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA 63
8.10 DISPOSICIONES PARA VIGAS T 63
8.11 DISPOSICIONES PARA LOSAS NERVADAS 64
8.12 ACABADO DE LOS PISOS, REVESTIMIENTOS, ESPESOR DE DESGASTE 64
9. CAPÍTULO 9. REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO 65
9.1 GENERALIDADES 65
9.2 RESISTENCIA REQUERIDA 65
9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO 66
9.4 RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO ESTRUCTURAL 66
9.5 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA EL REFUERZO 67
9.6 CONTROL DE DEFLEXIONES 67
9.7 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS 72
9.8 ESPACIAMIENTO MÁXIMO DEL REFUERZO 73
9.9 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN. CONTROL DE LA FISURACIÓN 73
10. CAPÍTULO 10. FLEXIÓN Y CARGA AXIAL 76
10.1 ALCANCE 76
10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO 76
10.3 PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES 76
10.4 DISTANCIA ENTRE LOS APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN 77
10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN 77
10.6 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO DE FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN 78
10.7 VIGAS DE GRAN PERALTE 78
10.8 DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN 78
10.9 LÍMITES DEL REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN 79

SENCICO

10.10 EFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN 79
10.11 MOMENTOS MAGNIFICADOS — GENERALIDADES 79
10.12 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL 81
10.13 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL 82
10.14 ELEMENTOS CARGADOS AXIALMENTE QUE SOPORTAN SISTEMAS DE LOSAS 83
10.15 TRANSMISIÓN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVÉS DE LOSAS DE PISO 83
10.16 ELEMENTOS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN 83
10.17 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO 85
10.18 FLEXIÓN BIAXIAL 85
11. CAPÍTULO 11. CORTANTE Y TORSIÓN 87
11.1 RESISTENCIA AL CORTANTE 87
11.2 CONCRETO LIVIANO 88
11.3 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS NO PREESFORZADOS 88
11.4 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS PREESFORZADOS 89
11.5 RESISTENCIA PROPORCIONADA POR EL REFUERZO DE CORTANTE 91
11.6 DISEÑO PARA TORSIÓN 93
11.7 CORTANTE POR FRICCIÓN 99
11.8 VIGAS DE GRAN PERALTE 101
11.9 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA BRAQUETES 102
11.10 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MUROS 103
11.11 TRANSMISIÓN DE MOMENTOS A LAS COLUMNAS 104
11.12 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS 104
12. CAPÍTULO 12. LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO 109
12.1 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO — GENERALIDADES 109
12.2 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y DE ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN 109
12.3 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A COMPRESIÓN 111
12.4 DESARROLLO DE PAQUETES DE BARRAS 112
12.5 DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN 112
12.6 ANCLAJE MECÁNICO 113
12.7 LONGITUD DE DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN 114
12.8 DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN 114
12.9 DESARROLLO DE TORONES DE PREESFORZADO 114
12.10 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA FLEXIÓN — GENERALIDADES 115
12.11 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO 115
12.12 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO 116
12.13 DESARROLLO DEL REFUERZO DEL ALMA 116
12.14 EMPALMES DEL REFUERZO — GENERALIDADES 117
12.15 EMPALMES DE ALAMBRES Y BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN 117
12.16 EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN 118
12.17 REQUISITOS ESPECIALES DE EMPALMES PARA COLUMNAS 119
12.18 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN 119

SENCICO

12.19 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN 119
13. CAPÍTULO 13. LOSAS EN DOS DIRECCIONES 121
13.1 ALCANCE 121
13.2 DEFINICIONES 121
13.3 REFUERZO DE LA LOSA 121
13.4 ABERTURAS EN LOS SISTEMAS DE LOSAS 123
13.5 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO 123
13.6 MÉTODO DIRECTO 124
13.7 MÉTODO DE COEFICIENTES PARA LOSAS APOYADAS EN VIGAS O MUROS 128
14. CAPÍTULO 14. MUROS 133
14.1 ALCANCE 133
14.2 GENERALIDADES 133
14.3 REFUERZO MÍNIMO 133
14.4 MUROS DISEÑADOS COMO ELEMENTOS EN COMPRESIÓN 134
14.5 MÉTODO EMPÍRICO DE DISEÑO PARA MUROS DE CARGA 134
14.6 MUROS NO PORTANTES 134
14.7 MUROS EMPLEADOS COMO VIGAS DE CIMENTACIÓN 134
14.8 MUROS DE CONTENCIÓN 134
14.9 MUROS ANCLADOS 135
14.10 ABERTURAS EN MUROS 135
15. CAPÍTULO 15. ZAPATAS 136
15.1 ALCANCE 136
15.2 CARGAS Y REACCIONES 136
15.3 ZAPATAS QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES DE FORMA CIRCULAR O DE POLÍGONO REGULAR 136
15.4 MOMENTOS FLECTORES EN ZAPATAS 136
15.5 FUERZA CORTANTE EN ZAPATAS 137
15.6 DESARROLLO DEL REFUERZO EN ZAPATAS 137
15.7 PERALTE MÍNIMO DE LAS ZAPATAS 138
15.8 TRANSMISIÓN DE FUERZAS EN LA BASE DE COLUMNAS, MUROS O PEDESTALES 138
15.9 ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS 139
15.10 ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN 139
16. CAPÍTULO 16. CONCRETO PREFABRICADO 140
16.1 ALCANCE 140
16.2 GENERALIDADES 140
16.3 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS ENTRE ELEMENTOS 140
16.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS 140
16.5 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL 141
16.6 DISEÑO DE CONEXIONES Y APOYOS 142
16.7 ELEMENTOS EMBEBIDOS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO 143
16.8 MARCAS E IDENTIFICACIÓN 143
16.9 MANIPULACIÓN 143
16.10 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS 143
17. CAPÍTULO 17. ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDO A FLEXIÓN 144
17.1 ALCANCE 144
17.2 GENERALIDADES 144

SENCICO

17.3 APUNTALAMIENTO 144
17.4 RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL 144
17.5 RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL 144
17.6 ESTRIBOS PARA CORTANTE HORIZONTAL 145
18. CAPÍTULO 18. CONCRETO PREESFORZADO 146
18.1 ALCANCE 146
18.2 GENERALIDADES 146
18.3 SUPOSICIONES DE DISEÑO 146
18.4 REQUISITOS DE SERVICIO - ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN 147
18.5 ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFORZADO 147
18.6 PÉRDIDAS DE PREESFUERZO 148
18.7 RESISTENCIA A FLEXIÓN 149
18.8 LÍMITES DEL REFUERZO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN 149
18.9 REFUERZO MÍNIMO ADHERIDO 150
18.10 ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS 151
18.11 ELEMENTOS A COMPRESIÓN – CARGA AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS 151
18.12 SISTEMAS DE LOSAS 152
18.13 ZONA DE ANCLAJE DE TENDONES POSTENSADOS 153
18.14 DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE UN ALAMBRE O BARRAS DE HASTA 16 mm DE DIÁMETRO 154
18.15 DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE VARIOS ALAMBRES 155
18.16 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE TENDONES DE PREESFORZADO NO ADHERIDOS 155
18.17 DUCTOS PARA POSTENSADO 155
18.18 MORTERO DE INYECCIÓN PARA TENDONES ADHERIDOS 156
18.19 PROTECCIÓN DEL ACERO DE PREESFORZADO 157
18.20 APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE PREESFORZADO 157
18.21 ANCLAJES Y CONECTORES PARA POSTENSADO 157
18.22 POSTENSADO EXTERNO 157
19. CAPÍTULO 19. CÁSCARAS Y LOSAS PLEGADAS 158
19.1 ALCANCE Y DEFINICIONES 158
19.2 ANÁLISIS Y DISEÑO 158
19.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS MATERIALES 159
19.4 REFUERZO DE LA CÁSCARA 159
19.5 CONSTRUCCIÓN 160
20. CAPÍTULO 20. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES 161
20.1 GENERALIDADES 161
20.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 161
20.3 PROCEDIMIENTO PARA LA PRUEBA DE CARGA 161
20.4 APLICACIÓN DE LA CARGA PRUEBA 162
20.5 CRITERIO DE ACEPTACIÓN 162
20.6 DISPOSICIONES PARA LA ACEPTACIÓN DE CARGAS DE SERVICIO MENORES 163
20.7 SEGURIDAD 163
21. CAPITULO 21. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO 164
21.1 DEFINICIONES 164
21.2 ALCANCES 166

SENCICO

21.3 REQUISITOS GENERALES 167
21.4 REQUISITOS PARA VIGAS Y COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE MUROS ESTRUCTURALES O DUAL TIPO I 168
21.5 REQUISITOS PARA LAS VIGAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II. 171
21.6 REQUISITOS PARA LAS COLUMNAS DE EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II 173
21.7 REQUISITOS PARA LOS NUDOS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II 176
21.8 REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS CON LOSAS PLANAS SIN VIGAS 178
21.9 MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO 179
21.10 EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA 185
21.11 DIAFRAGMAS ESTRUCTURALES 186
21.12 CIMENTACIONES 188
22. CAPÍTULO 22. CONCRETO ESTRUCTURAL SIMPLE 190
22.1 ALCANCE 190
22.2 LIMITACIONES 190
22.3 JUNTAS 190
22.4 MÉTODO DE DISEÑO 191
22.5 DISEÑO POR RESISTENCIA 191
22.6 MUROS 192
22.7 ZAPATAS 193
22.8 PEDESTALES 194
22.9 ELEMENTOS PREFABRICADOS 194
22.10 CONCRETO CICLOPEO 194
ANEXO I - NORMAS CITADAS 196
ANEXO II - EQUIVALENCIA DE FÓRMULAS EN EL SISTEMA MKS 199

SENCICO

CAPÍTULO 1
REQUISITOS GENERALES

1.1 ALCANCE

1.1.1 Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple.

1.1.2 Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma.

1.1.3 Lo establecido en esta Norma tiene prioridad cuando está en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.

1.1.4 Para estructuras especiales tales como arcos, tanques, reservorios, depósitos, silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de esta Norma regirán en lo que sean aplicables.

1.1.5 Esta Norma no controla el diseño e instalación de las porciones de pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación que quedan enterrados en el suelo, excepto en lo dispuesto en el Capítulo 21.

1.1.6 Esta Norma no rige el diseño y la construcción de losas apoyadas en el suelo, a menos que la losa transmita cargas verticales o laterales desde otras partes de la estructura al suelo.

1.1.7 El diseño y construcción de losas de concreto estructural, vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como no compuestas, están regidos por esta Norma.

1.1.8 Esta Norma no rige para el diseño de losas de concreto estructural vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como compuestas. El concreto usado en la construcción de tales losas debe estar regido por los Capítulos 1 a 7 de esta Norma, en lo que sea aplicable.

1.2 PROYECTO, EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE LA OBRA

1.2.1 Requisitos Generales

1.2.1.1 Todas las etapas del proyecto estructural, construcción, supervisión e inspección de la obra deberán ser realizadas por personal profesional y técnico calificado.

1.2.1.2 Los cálculos, planos, detalles y especificaciones técnicas deberán llevar la firma de un Ingeniero Civil Colegiado, el cual será el único autorizado a aprobar cualquier modificación a los mismos.

1.2.1.3 La construcción deberá ser ejecutada e inspeccionada por ingenieros civiles colegiados, los cuales serán responsables del cumplimiento de lo indicado en los planos y especificaciones técnicas.

1.2.2 Proyecto

1.2.2.1 La concepción estructural deberá hacerse de acuerdo a los criterios de estructuración indicados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

1.2.2.2 La determinación de las cargas actuantes se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.020 Cargas y en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

1.2.2.3 El Ingeniero Proyectista podrá elegir los procedimientos de análisis. El diseño de la estructura deberá cumplir con los requerimientos de esta Norma.

SENCICO

1.2.2.4 Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:

(a) Relación de las Normas empleadas en el diseño.

(b) Carga viva y otras cargas utilizadas en el diseño. De ser el caso, la carga correspondiente a la tabiquería móvil.

(c) Resistencia especificada a la compresión del concreto. De ser el caso, se precisarán las resistencias a edades específicas.

(d) Resistencia especificada o tipo de acero del refuerzo.

(e) Tamaño, localización y refuerzo de todos los elementos estructurales.

(f) Detalles de anclajes y empalmes del refuerzo.

(g) Ubicación y detallado de todas las juntas de separación con edificaciones vecinas. De ser el caso, se indicarán los detalles y las ubicaciones de las juntas de contracción o expansión.

(h) Características de la albañilería, mortero y los detalles de refuerzo de acuerdo a la NTE E.070 Albañilería. De ser el caso, detalles de unión o separación de los muros o tabiques de albañilería.

(i) Magnitud y localización de las fuerzas de preesforzado.

(j) Resistencia mínima a compresión del concreto en el momento de aplicación del postensado.

(k) Secuencia de aplicación de las fuerzas en los tendones de postensado.

1.2.3 Ejecución de la obra

1.2.3.1 Para la ejecución de la obra, el Constructor designará al Ingeniero Civil Colegiado que actuará como Ingeniero Residente de la Obra y que lo representará en ella.

1.2.3.2 El Constructor ejecutará los trabajos requeridos en la obra de acuerdo a lo indicado en la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.

1.2.3.3 Las ocurrencias técnicas de la obra se registrarán en el Cuaderno de Obra, de acuerdo a lo indicado en 1.2.4.4.

1.2.4 Supervisión

1.2.4.1 La Supervisión será seleccionada por el propietario para representarlo ante el Constructor.

1.2.4.2 La Supervisión tendrá el derecho y la obligación de hacer cumplir la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.

1.2.4.3 El Constructor proporcionará a la supervisión todas las facilidades que requiera en la obra para el cumplimiento de sus obligaciones.

1.2.4.4 La Supervisión llevará el control del Cuaderno de Obra, en el cual registrará las ocurrencias técnicas. En lo correspondiente a los elementos de concreto armado, los registros de supervisión deben incluir como mínimo:

(a) Calidad y dosificación de los materiales del concreto y la resistencia del concreto.

(b) Colocación y remoción de encofrado y apuntalamientos.

(c) Colocación del refuerzo y anclajes.

(d) Mezclado, ubicación de las tandas de concreto en la estructura y procedimientos de colocación y curado del concreto.

(e) Secuencia de montaje y conexión de elementos prefabricados.

(f) Tensado de los tendones del preesforzado.

(g) Cargas de construcción significativa aplicada sobre pisos, muros u otros elementos terminados.

(h) Avance general de la obra.

SENCICO

(i) Cuando la temperatura ambiente sea menor que 5º C o mayor que 35º C, debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección dada al concreto durante su colocación y curado.

1.3 SISTEMAS NO CONVENCIONALES

1.3.1 Los promotores de cualquier sistema de construcción dentro del alcance de esta Norma, cuya idoneidad ha sido demostrada por el éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de este Norma o no esté explícitamente tratado en ella, deberán presentar los estudios en los que se basa su diseño a SENCICO, el cual luego de la evaluación pertinente, propondrá al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento su aprobación.

1.4 NORMAS DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CITADOS

Ver Anexo 1.

SENCICO

CAPÍTULO 2
NOTACIÓN Y DEFINICIONES

2.1 NOTACIÓN

Los términos en esta lista se utilizan en esta Norma.

a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, mm, Capítulo 10.

av = luz de cortante, igual a la distancia del centro de una carga concentrada a la cara del apoyo para elementos continuos o en voladizo, o al centro del apoyo para elementos simplemente apoyados, mm, Capítulo 11.

Ab = área de una barra o alambre individual, mm^2, Capítulos 10, 12.

Ac = área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante, mm^2, Capítulo 11.

Ach = área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm^2, Capítulos 10, 21.

Acp = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm^2, Capítulo 11.

Act = área de aquella parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta, mm^2, Capítulo 18.

Acv = área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada, mm^2, Capítulo 21.

Acw = área de la sección de concreto de un segmento vertical individual de un muro, segmento horizontal de un muro o viga de acople, que resiste cortante, mm^2, Capítulo 21.

Af = área del acero de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste el momento amplificado, mm^2, Capítulo 11.

Ag = área bruta de la sección, mm^2. Para una sección con vacíos, es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos, Capítulos 9-11, 14-16, 21, 22.

Ah = área total de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo principal de tracción en una ménsula o cartela, mm^2, Capítulo 11.

Aj = área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo medida en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en el nudo, mm^2, Capítulo 21.

Al = área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm^2, Capítulo 11.

$Al,\min$ = área mínima de refuerzo longitudinal para resistir torsión, mm^2, Capítulo 11.

An = área de refuerzo en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción Nuc, mm^2, Capítulo 11.

Ao = área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, mm^2, Capítulo 11.

Aoh = área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión, mm^2, Capítulo 11.

Aps = área de acero preesforzado en la zona de tracción por flexión, mm^2, Capítulo 18.

As = área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción, mm^2, Capítulos 10-12, 14, 15, 18.

$A's$ = área del refuerzo longitudinal a compresión, mm^2,

Asc = área de refuerzo principal a tracción en una ménsula o cartela, mm^2, Capítulo 11.

Ash = área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocado dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión bc, mm^2, Capítulo 21.

SENCICO

As,min = área mínima de refuerzo de flexión, mm^2, Capítulo 10.

Ast = área total de refuerzo longitudinal no preesforzado (barras o perfiles de acero), mm^2, Capítulos 10, 21.

Asx = área del perfil o tubo estructural de acero en una sección compuesta, mm^2, Capítulo 10.

At = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s, mm^2, Capítulo 11.

Atr = área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado, mm^2, Capítulo 12.

Av = área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s, mm^2, Capítulos 11, 17.

Avd = área total de refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento con refuerzo en diagonal, mm^2, Capítulo 21.

Avf = área de refuerzo de cortante por fricción, mm^2, Capítulo 11.

Avh = área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión con un espaciamiento s_2, mm^2, Capítulo 11.

Av,min = área mínima de refuerzo para cortante con un espaciamiento s, mm^2, Capítulo 11.

$A1$ = área cargada, mm^2, Capítulos 10, 22.

$A2$ = el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, mm^2, Capítulos 10, 22.

b = ancho de la cara en compresión del elemento, mm, Capítulo 10.

bc = dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área, Ash, mm, Capítulo 21.

bo = perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas, mm, Capítulos 11, 22.

bt = ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión, mm, Capítulo 11.

bv = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por cortante horizontal, mm, Capítulo 17.

bw = ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm, Capítulos 10-12, 21, 22.

$b1$ = dimensión de la sección crítica bo medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm, Capítulo 13.

$b2$ = dimensión de la sección crítica bo medida en dirección perpendicular a $b1$, mm, Capítulo 13.

Bn = resistencia nominal al aplastamiento, Capítulo 22.

Bu = carga amplificada de aplastamiento, Capítulo 22.

c = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm, Capítulos 9, 10, 14, 21.

cb = la menor de la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto o la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan, mm, Capítulo 12.

Cc = recubrimiento libre del refuerzo, mm, Capítulo 9.

SENCICO

$c1$= dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm, Capítulos 11, 13.

$c2$ = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección perpendicular a $c1$, mm, Capítulo 13

C = constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas, Capítulo 13.

CE = cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9.

CL = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9.

Cm = factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme, Capítulo 10.

CM = cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 9, 20, 21.

CS = efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 9, 21.

CT = efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del concreto de retracción compensada, Capítulo 9.

CV = cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulos 9, 20, 21.

CVi = carga por viento, o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9.

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm, Capítulos 7, 9-12, 14, 17, 18, 21.

d' = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión, mm, Capítulos 9, 18.

db = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, mm, Capítulos 7, 12, 21.

dp = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, mm, Capítulos 11, 18.

e = base de los logaritmos neperianos, Capítulo 18.

Ec = módulo de elasticidad del concreto, MPa, Capítulos 8-10, 14, 19.

Ecb = módulo de elasticidad del concreto de la viga, MPa, Capítulo 13.

Ecs = módulo de elasticidad del concreto de la losa, MPa, Capítulo 13.

EI = rigidez a la flexión de una sección, N·mm^2, Capítulo 10.

Ep = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, MPa, véase, Capítulo 8.

Es = módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural, MPa, véase 8.5.2, Capítulos 8, 10, 14.

$f'c$ = resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa, Capítulos 4, 5, 8-12, 14, 18, 19, 21, 22.

$f'ci$ = resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del preesforzado inicial, MPa, Capítulos 7, 18.

$f'cr$ = resistencia promedio a la compresión requerida del concreto, empleada como base para la dosificación del concreto, MPa, Capítulo 5.

SENCICO

f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento (compresión diametral) del concreto liviano, MPa, Capítulos 5, 9, 11, 12, 22.

f_{pc} = esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, MPa. En un elemento compuesto, f_{pc} es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide se encuentra dentro del ala, debido tanto al preesforzado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente, Capítulo 11.

f_{pe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del preesforzado (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por la cargas aplicadas externamente, MPa, Capítulo 11.

f_{ps} = esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión, MPa, Capítulos 12, 18.

f_{pu} = resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado, MPa, Capítulos 11, 18.

f_{py} = resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado, MPa, Capítulo 18.

f_r = módulo de ruptura del concreto, MPa, véase 9.5.2.3, Capítulos 9, 14, 18, Apéndice B.

f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, MPa, Capítulos 10, 18.

f_{se} = esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo (después de que han ocurrido todas la pérdidas de preesforzado), MPa, Capítulos 12, 18.

f_t = esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta, MPa, véase 18.3.3, Capítulo 18.

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa, Capítulos 3, 7, 9-12, 14, 17-19, 21.

f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal, MPa, Capítulos 10-12, 21.

h = espesor total o altura de un elemento, mm, Capítulos 9-12, 14, 17, 18, 20-22.

h_m = altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior o altura del segmento de muro considerado, mm, Capítulos 11, 21.

h_x = espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna, mm, Capítulo 21.

I = momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4, Capítulos 10, 11.

I_b = momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4, Capítulo 13.

I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, mm^4, Capítulos 9, 14.

I_e = momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones, mm^4, Capítulos 9, 14.

I_g = momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo, mm^4, Capítulo 9, 10.

SENCICO

Is = Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide definido para el cálculo de α_f y β_t, mm⁴, Capítulo 13.

Ise = momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento, mm⁴, Capítulo 10.

Isx = momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural, con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del elemento compuesto, mm⁴, Capítulo 10.

k = factor de longitud efectiva para elementos en compresión, Capítulos 10, 14.

K = coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón de preesforzado, Capítulo 18.

Ktr = índice de refuerzo transversal, Capítulo 12.

ℓ = luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo, mm, Capítulo 9.

ℓa = longitud de anclaje adicional más allá del centro del apoyo o punto de inflexión, mm, Capítulo 12.

ℓc = longitud del elemento en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico, mm, Capítulo 10, 14, 22.

ℓd = longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado o torones de preesfuerzo, mm, Capítulos 7, 12, 19, 21.

ℓdc = longitud de desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en compresión, mm, Capítulo 12.

ℓdg = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el concreto entre la sección crítica y el inicio del gancho - punto de tangencia - más el radio interno del doblez y un diámetro de barra), mm, Capítulo 12.

ℓm = longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante, mm, Capítulos 11,14, 21.

ℓn = luz libre medida entre caras de los apoyos, mm, Capítulos 8, 11, 13, 16, 18, 21.

ℓo = longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial, mm, Capítulo 21.

ℓpx = distancia, en un elemento de acero de preesfuerzo, desde el extremo del gato al punto bajo consideración, m, Capítulo 18.

ℓt = luz del elemento sometido a la prueba de carga (tomada como la luz menor en sistemas de losas en dos direcciones), mm. La luz es la menor entre la distancia entre los centros de los apoyos, y la distancia libre entre los apoyos más el espesor h del elemento. La luz de un voladizo debe tomarse como el doble de la distancia entre la cara del apoyo y el extremo del voladizo, mm, Capítulo 20.

ℓu = longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión, mm, Capítulo 10.

$\ell 1$ = luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos, mm, Capítulo 13.

$\ell 2$ = luz medida en la dirección perpendicular a ℓ_1, medida centro a centro de los apoyos, mm, véanse 13.6.2.3 y 13.6.2.4, Capítulo 13.

SENCICO

M = máximo momento no amplificado debido a cargas de servicio, incluyendo los efectos $P-\Delta$, N.mm, Capítulo 14.

Ma = momento máximo no amplificado presente en el elemento en la etapa para la que se calcula la deflexión, N.mm, Capítulos 9, 14.

Mc = momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión, N.mm, Capítulo 10.

Mcr = momento de fisuración, N.mm, Capítulos 9, 14.

$Mcre$ = momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente, N.mm, Capítulo 11.

Mm = momento amplificado modificado para tener en cuenta el efecto de compresión axial, N.mm, Capítulo 11.

$Mmax$ = máximo momento amplificado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, N.mm, Capítulo 11.

Mn = resistencia nominal a flexión en la sección, N.mm, Capítulos 11, 12, 14, 18, 21, 22.

Mnb = resistencia nominal a flexión de la viga, incluyendo el efecto de la losa cuando está en tracción, que llega a un nudo, N.mm, Capítulo 21.

Mnc = resistencia nominal a flexión de la columna que llega a un nudo, calculada para la carga axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la menor resistencia a flexión, N.mm, Capítulo 21.

Mo = momento estático total amplificado, N.mm, Capítulo 13.

Mpr = resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de fy y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1,0, N.mm, Capítulo 21.

Ms = momento amplificado debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable, N.mm, Capítulo 10.

Mu = momento amplificado en la sección, N.mm, Capítulos 10, 11, 13, 14, 21, 22.

$M1$ = el menor momento amplificado de uno de los extremos de un elemento en compresión, debe tomarse como positivo si el elemento presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble, N.mm, Capítulo 10.

$M1ns$ = momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa $M1$ y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm, Capítulo 10.

$M1s$ = momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa $M1$ y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm, Capítulo 10.

$M2$ = el mayor momento amplificado de uno de los extremos de un elemento en compresión, siempre positivo, N.mm, Capítulo 10.

$M2,\min$ = valor mínimo de $M2$, N.mm, Capítulo 10

$M2ns$ = momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa $M2$ y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm, Capítulo 10.

$M2s$ = momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa $M2$ y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden, N.mm, Capítulo 10.

n = número de unidades, tales como ensayos de resistencia, barras, alambres, dispositivos de anclaje para torones individuales o anclajes, Capítulos 5, 11, 12, 18.

SENCICO

Nc = fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no amplificadas, N, Capítulo 18.

Nu = carga axial amplificada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con Vu o Tu; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, N, Capítulo 11.

Nuc = fuerza horizontal de tracción amplificada que actúa simultáneamente con Vu en la parte superior de una ménsula o cartela, debe ser tomada como positiva para la tracción, N, Capítulo 11.

Pcp = perímetro exterior de la sección transversal de concreto, mm, Capítulo 11.

Ph = perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado dispuesto para torsión, mm, Capítulo 11.

Pb = resistencia axial nominal en condiciones de deformación unitaria balanceada, N, Capítulos 9, 10.

Pc = carga crítica a pandeo, N. Capítulo 10.

Pn = resistencia axial nominal de la sección transversal, N, Capítulos 9, 10, 14, 22.

Pn,max = máximo valor permitido de Pn, N, Capítulo 10.

Po = resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero, N, Capítulo 10.

Ppj = fuerza de preesforzado en el extremo del gato, N, Capítulo 18.

Ppu = fuerza amplificada de preesforzado en el dispositivo de anclaje, N, Capítulo 18.

Ppx = fuerza de preesforzado evaluada a una distancia ℓ_{px} del extremo del gato, N, Capítulo 18.

Pu = fuerza axial amplificada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción, N, Capítulos 10, 14, 21, 22.

q_{Du} = carga muerta amplificada por unidad de área, Capítulo 13.

q_{Lu} = carga viva amplificada por unidad de área, Capítulo 13.

qu = carga amplificada por unidad de área, Capítulo 13.

Q = índice de estabilidad de un piso, Capítulo 10.

r = radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión, mm, Capítulo 10.

s = espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, mm, Capítulos 10,12, 17, 21.

so = espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud ℓ_o, mm, Capítulo 21.

ss = desviación estándar de la muestra, MPa, Capítulo 5.

$s2$ = espaciamiento centro a centro del refuerzo longitudinal de cortante o torsión, mm, Capítulo 11.

Sm = módulo elástico de la sección, mm^3, Capítulo 22.

t = espesor de una pared de una sección con vacíos, mm, Capítulo 11.

Tn = resistencia nominal a torsión, N.mm, Capítulo 11.

Tu = torsión amplificada en la sección, N·mm, Capítulo 11.

U = resistencia requerida para resistir las cargas amplificadas o momentos y fuerzas internas correspondientes, Capítulo 9.

SENCICO

vn = esfuerzo resistente nominal de cortante, MPa, Capítulos 11, 21.

Vc = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, N, Capítulos 8, 11, 13, 21.

Vci = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de cortante y momento, N, Capítulo 11.

Vcw = resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de esfuerzos principales de tracción altos en el alma, N, Capítulo 11.

Vd = fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no amplificada, N, Capítulo 11.

Vi = fuerza cortante amplificada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con $Mmax$, N, Capítulo 11.

Vn = resistencia nominal a cortante, N, Capítulos 8, 10, 11, 21, 22.

Vnh = resistencia nominal a cortante horizontal, N, Capítulo 17.

Vp = componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado en una sección, N, Capítulo 11.

Vs = resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, N, Capítulo 11.

Vu = fuerza cortante amplificada en la sección, N, Capítulos 11,13, 17, 21, 22.

wc = peso unitario del concreto, kg/m^3, Capítulos 8, 9.

wu = carga amplificada por unidad de longitud de viga, o losa en una dirección, Capítulo 8.

x = menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm, Capítulo 13.

y = mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm, Capítulo 13.

Yt = distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar el refuerzo, mm, Capítulos 9, 11.

α = ángulo que define la orientación del refuerzo, Capítulos 11, 21.

αf = relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga, Capítulos 9, 13.

αfm = valor promedio de αf para todas las vigas en los bordes de un panel, Capítulo 9.

$\alpha f1$ = valor de αf en la dirección de $\ell 1$, Capítulo 13.

$\alpha f2$ = valor de αf en la dirección de $\ell 2$, Capítulo 13

αpx = cambio angular total de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo consideración, radianes, Capítulo 18.

αs = constante usada para calcular Vc en losas y zapatas, Capítulo 11.

β = relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones, de los lados de una columna; del área de carga concentrada o de reacción o de los lados de una zapata, Capítulos 9, 11, 15, 22.

βd = relación utilizada para calcular los momentos magnificados en columnas debidos a las cargas permanentes, Capítulo 10.

SENCICO

βp = factor usado para calcular Vc en losas preesforzadas, Capítulo 11.

βt = relación entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga medida centro a centro de los apoyos, Capítulo 13.

$\beta 1$ = factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, Capítulos 10, 18.

γf = factor utilizado para determinar el momento no balanceado transmitido por flexión en las conexiones losa-columna, Capítulos 11, 13, 21.

γs = factor utilizado para determinar la porción del refuerzo que se debe localizar en la banda central de una zapata, Capítulo 15.

δns = factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión, Capítulo 10.

δs = factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja el desplazamiento lateral causado por las cargas gravitacionales y laterales, Capítulo 10.

δu = desplazamiento de diseño, mm, Capítulo 21.

Δo = desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a las fuerzas laterales, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden utilizando valores de rigidez que cumplan con 10.11.1, mm, Capítulo 10.

Δr = diferencia entre las deflexiones inicial y final (después de la remoción de la carga) en una prueba de carga o la repetición de la prueba de carga, mm, Capítulo 20.

$\Delta 1$ = deflexión máxima medida durante la primera prueba de carga, mm, Capítulo 20.

$\Delta 2$ = deflexión máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba, mm, Capítulo 20.

λ = factor de modificación relacionado con la densidad del concreto, Capítulos 11, 12, 17-19.

$\lambda\Delta$ = factor para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo, Capítulo 9.

μ = coeficiente de fricción, Capítulo 11.

μp = coeficiente de fricción por curvatura en postensado, Capítulo 18.

ξ = factor que depende del tiempo para cargas sostenidas, Capítulo 9.

ρ = cuantía del refuerzo As evaluada sobre el área bd, Capítulos 11, 13, 21.

ρ' = cuantía del refuerzo $A's$ evaluada sobre el área bd, Capítulo 9.

ρb = cuantía de refuerzo As evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.

$\rho\ell$ = relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuido al área bruta de concreto perpendicular a este refuerzo, Capítulos 11, 14, 21.

ρp = cuantía de refuerzo Aps evaluada sobre el área bdp, Capítulo 18.

ρs = relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral (medido hasta el diámetro exterior de la espiral), Capítulos 10, 21.

SENCICO

ρt = cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular a este refuerzo, Capítulos 11, 14, 21.

ρv = relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto, Capítulo 17.

ρw = cuantía del área de refuerzo As evaluada sobre el área bwd, Capítulo 11.

ϕ = factor de reducción de resistencia, véase 9.3, Capítulos 8, 11, 13, 14, 17, 22.

Ψe = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tratamiento superficial del refuerzo, Capítulo 12.

Ψs = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tamaño del refuerzo, Capítulo 12.

Ψt = factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo, Capítulo 12.

ω = índice del refuerzo a tracción, Capítulo 18.

ω' = índice del refuerzo a compresión, Capítulo 18.

2.2 DEFINICIONES

A continuación se definen los términos de uso general en esta Norma.

Ábaco — Engrosamiento de la losa en su apoyo sobre la columna. La proyección del ábaco por debajo de la losa debe ser de por lo menos una cuarta parte del espesor de la losa fuera del ábaco.

Acero de preesforzado — Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón) de estos elementos, utilizado para aplicar fuerzas de preesforzado al concreto.

Acero extremo en tracción — Refuerzo (preesforzado o no preesforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.

Aditivo — Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto, y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.

Aditivo acelerante — Sustancia que al ser añadida el concreto, mortero o lechada, acorta el tiempo de fraguado, incrementando la velocidad de desarrollo inicial de resistencia.

Aditivo incorporador de aire — Es el aditivo cuyo propósito es incorporar aire en forma de burbujas esferoidales uniformemente distribuidas en la mezcla, con la finalidad principal de hacerlo resistente a las heladas.

Aditivo retardador — Aditivo que prolonga el tiempo de fraguado.

Agregado — Material granular, de origen natural o artificial, como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero hidráulico.

Agregado denominado Hormigón — Material compuesto de grava y arena empleado en su forma natural de extracción.

Agregado Fino — Agregado proveniente de la desintegración natural o artificial, que pasa el tamiz 9,5 mm (3/8").

Agregado Grueso — Agregado retenido en el tamiz 4,75 mm (Nº 4), proveniente de la desintegración natural o mecánica de las rocas.

SENCICO

Agregado liviano — Agregado con una densidad cuando está seco y suelto de 1100 kg/m^3 o menos.

Arena — Agregado fino, proveniente de la desintegración natural de las rocas.

Capitel — Ensanche de la parte superior de la columna.

Carga de servicio — La carga (sin amplificar) especificada en la Norma NTE. E.020 Cargas, del Reglamento Nacional de Edificaciones del cual esta Norma forma parte.

Carga amplificada o factorizada — La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de esta Norma.

Cemento — Material pulverizado que por adición de una cantidad conveniente de agua forma una pasta aglomerante capaz de endurecer, tanto bajo el agua como en el aire. Quedan excluidas las cales hidráulicas, las cales aéreas y los yesos.

Cemento Portland — Producto obtenido por la pulverización del clinker portland con la adición eventual de sulfato de calcio. Se admite la adición de otros productos que no excedan del 1% en peso del total siempre que la norma correspondiente establezca que su inclusión no afecta las propiedades del cemento resultante. Todos los productos adicionados deberán ser pulverizados conjuntamente con el clinker.

Cemento Portland Puzolánico — Es el cemento Portland que presenta un porcentaje adicionado de puzolana.

Columna — Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión.

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

Concreto estructural — Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo al concreto simple y al concreto reforzado.

Concreto armado o reforzado — Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero, preesforzado o no, especificada en los Capítulos 1 al 21.

Concreto simple — Concreto estructural sin armadura de refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

Concreto estructural liviano — Concreto con agregado liviano que cumple con lo especificado en 3.3, y tiene una densidad de equilibrio, determinada por "*Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete*" (ASTM C 567), que no excede 1850 kg/m^3. En esta Norma, un concreto liviano sin arena natural se llama "concreto liviano en todos sus componentes" y un concreto liviano en el que todo el agregado fino sea arena de peso normal se llama "concreto liviano con arena de peso normal".

Concreto de Peso Normal — Es un concreto que tiene un peso aproximado de 2300 Kg/m^3.

Concreto Ciclópeo — Es el concreto simple en cuya masa se incorporan piedras grandes.

Concreto de Cascote — Es el constituido por cemento, agregado fino, cascote de ladrillo y agua.

Concreto Premezclado — Es el concreto que se dosifica en planta, que puede ser mezclado en la misma o en camiones mezcladores y que es transportado a obra.

SENCICO

Concreto Preesforzado — Concreto estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas.

Dispositivo de Anclaje — En postensado, el dispositivo usado para transferir la fuerza de postensado desde el acero de preesforzado al concreto.

Ducto de Postensado — Ducto (liso o corrugado) para colocar el acero de preesforzado que se requiere para aplicar el postensado.

Elementos compuestos de concreto sometidos a flexión — Elementos conformados por dos o más partes interconectadas de tal manera que responden a las cargas como una unidad. Estas partes pueden ser prefabricadas o construidas en obra, en etapas separadas.

Envoltura para tendones de preesfuerzo no adheridos (Sheating) — Material que encapsula el acero de preesforzado para impedir la adherencia del acero de preesforzado al concreto que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener la envoltura inhibidora de la corrosión.

Estribo — Refuerzo colocado perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal, empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural. Los estribos también cumplen función de control del pandeo de las barras longitudinales y de confinamiento al concreto.

Fricción por curvatura — Fricción que resulta de los dobleces o la curvatura del trazado especificado de los tendones de preesforzado.

Fricción por desviación involuntaria — En concreto preesforzado, la fricción provocada por una desviación no intencional del ducto de preesforzado de su perfil especificado.

Fuerza de tensado del gato — En concreto preesforzado, la fuerza que temporalmente ejerce el dispositivo que se utiliza para tensar el acero de preesforzado.

Grava — Agregado grueso, proveniente de la desintegración natural de los materiales pétreos. Se encuentra comúnmente en canteras y lechos de ríos, depositado en forma natural.

Junta de contracción — Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plano de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de las variaciones dimensionales de las diferentes partes de la estructura.

Junta de expansión — Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permita movimientos relativos en tres direcciones y evite la formación de fisuras en otro lugar del concreto y a través de la cual se interrumpe parte o todo el refuerzo adherido.

Longitud embebida — Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de desarrollo — Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de preesforzado, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

Longitud de transferencia — Longitud embebida del torón de preesforzado en el concreto que se requiere para transferir el preesfuerzo efectivo al concreto.

Losa — Elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo.

SENCICO

Materiales Cementantes — Materiales que se especifican en el Capítulo 3, que tienen propiedades cementantes por sí mismos al ser utilizados en el concreto, tales como el cemento Pórtland, los cementos hidráulicos adicionados y los cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, microsílice, y escoria granulada de alto horno o ambos.

Módulo de elasticidad — Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

Muro estructural — Elemento estructural, generalmente vertical empleado para encerrar o separar ambientes, resistir cargas axiales de gravedad y resistir cargas perpendiculares a su plano proveniente de empujes laterales de suelos o líquidos.

Muro de corte o Placa — Muro estructural diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por cargas laterales.

Mortero de Cemento — Es la mezcla constituida por cemento, agregados predominantemente finos y agua.

Pasta de Cemento — Es una mezcla de cemento y agua.

Pedestal — Elemento vertical en compresión que tiene una relación entre la altura sin apoyo y el promedio de la menor dimensión lateral no mayor a 3.

Peralte efectivo o Altura útil de la sección **(**d**)** — La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tracción.

Piedra Triturada o Chancada — Agregado grueso, obtenido por trituración artificial de rocas o gravas.

Pórtico resistente a momentos — Pórtico en el cual los elementos y los nudos resisten las cargas a través de flexión, cortante y fuerza axial.

Postensado — Método de preesforzado en el cual el acero de preesforzado se tensa después que el concreto ha endurecido.

Preesforzado efectivo — Esfuerzo en el acero de preesforzado después que han ocurrido todas las pérdidas.

Pretensado — Método en el cual el acero de preesforzado se tensa antes de la colocación del concreto.

Puntales — Elementos de apoyo verticales o inclinados diseñados para soportar el peso del encofrado, del concreto y de las cargas de construcción sobre ellos.

Puntales de reapuntalamiento — Puntales colocados ajustadamente bajo una losa de concreto u otro elemento estructural después que el encofrado y los puntales originales han sido retirados de un área significativa, permitiendo así que la nueva losa o elemento estructural se deforme y soporte su propio peso y las cargas de construcción existentes antes de la instalación de los puntales de reapuntalamiento.

Refuerzo — Material que cumple con lo especificado en 3.5, excluyendo el acero de preesforzado, a menos que se incluya en forma explícita.

Refuerzo corrugado — Barras de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre, que cumplan con 3.5.3.

Refuerzo electrosoldado de alambre — Elementos de refuerzo compuestos por alambres lisos o corrugados, que cumplen con ASTM A 82 o A 496, respectivamente, fabricados en forma de mallas de acuerdo con ASTM A 185 o A 497M, respectivamente.

SENCICO

Refuerzo en espiral — Refuerzo continuo enrollado en forma de hélice cilíndrica.

Refuerzo liso — Refuerzo que no cumple con la definición de refuerzo corrugado. Véase 3.5.4.

Resistencia a la fluencia — Resistencia a la fluencia mínima especificada o punto de fluencia del refuerzo. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las Normas Técnicas Peruanas (NTP) aplicables, con las modificaciones de 3.5 de esta Norma.

Resistencia a la tracción por hendimiento o compresión diametral (fct) (Splitting tensile strength) — Resistencia a la tracción del concreto determinada de acuerdo con ASTM C 496M, tal como se describe en "*Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete*" (ASTM C 330).

Resistencia de diseño — Resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ que corresponda.

Resistencia especificada a la compresión del concreto (f'c) — Resistencia a la compresión del concreto empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones del Capítulo 5, expresada en MPa. Cuando dicha cantidad esté bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en MPa.

Resistencia Nominal — Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta Norma, antes de aplicar el factor de reducción de resistencia.

Resistencia Requerida — Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en esta Norma.

Tendón — En aplicaciones de preesforzado, el tendón es el acero preesforzado. En las aplicaciones de postensado, el tendón es el conjunto completo consistente en anclajes, acero preesforzado y ductos para aplicaciones no adheridas o ductos inyectados con mortero para aplicaciones adheridas.

Tendón de Preesfuerzo Adherido — Tendón en el que el acero de preesforzado está adherido al concreto ya sea directamente o con mortero de inyección.

Tendón de Preesfuerzo no Adherido — Tendón en el que se impide que el acero de preesforzado se adhiera al concreto y queda libre para moverse con respecto al concreto. La fuerza de preesforzado se trasmite en forma permanente al concreto solamente en los extremos del tendón a través de los anclajes.

Transferencia — Operación de transferir los esfuerzos del acero de preesforzado desde los gatos o del banco de tensado al elemento de concreto.

Viga — Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante.

Zona de Anclaje — En elementos postensados, la porción del elemento en la cual la distribución de esfuerzos normales se ve afectada por la concentración de esfuerzos producida por el anclaje. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión de la sección transversal del elemento. En anclajes localizados lejos del extremo de un elemento, la zona de anclaje incluye la zona perturbada delante y detrás del dispositivo de anclaje.

Zona de Tracción Precomprimida — Porción de un elemento preesforzado donde ocurriría tracción producida por flexión si la fuerza de preesfuerzo no estuviera presente, calculada usando las propiedades de la sección bruta, bajo carga muerta y viva no amplificadas.

SENCICO

CAPÍTULO 3
MATERIALES

3.1 ENSAYOS DE MATERIALES

3.1.1 La Supervisión o la autoridad competente podrá ordenar, en cualquier etapa de ejecución del proyecto, el ensayo de cualquier material empleado en las obras de concreto, con el fin de determinar si corresponde a la calidad especificada.

3.1.2 El muestreo y los ensayos de materiales y del concreto deben hacerse de acuerdo con las Normas Técnicas Peruanas - NTP correspondientes.

3.2 CEMENTOS

3.2.1 El cemento debe cumplir con los requisitos de las NTP correspondientes.

3.2.2 El cemento empleado en la obra debe corresponder al que se ha tomado como base para la selección de la dosificación del concreto.

3.3 AGREGADOS

3.3.1 Los agregados para concreto deben cumplir con las NTP correspondientes.

Los agregados que no cumplan con los requisitos indicados en las NTP, podrán ser utilizados siempre que el Constructor demuestre, a través de ensayos y por experiencias de obra, que producen concretos con la resistencia y durabilidad requeridas.

3.3.2 El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a ninguna de:

(a) 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado.

(b) 1/3 de la altura de la losa, de ser el caso.

(c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Estas limitaciones se pueden omitir si se demuestra que la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto se puede colocar sin la formación de vacíos o “cangrejeras”.

3.3.3 Los agregados que no cuenten con un registro o aquellos provenientes de canteras explotadas directamente por el Contratista, podrán ser aprobados por la Supervisión si cumplen con los ensayos normalizados que considere convenientes. Este procedimiento no invalida los ensayos de control de lotes de agregados en obra.

3.3.4 Los agregados fino y grueso deberán ser manejados como materiales independientes. Cada una de ellos deberá ser procesado, transportado, manipulado, almacenado y pesado de manera tal que la pérdida de finos sea mínima, que mantengan su uniformidad, que no se produzca contaminación por sustancias extrañas y que no se presente rotura o segregación importante en ellos.

3.3.5 Los agregados a ser empleados en concretos que vayan a estar sometidos a procesos de congelación y deshielo y no cumplan con el acápite 5.2.2 de la NTP 400.037 podrán ser utilizados si un concreto de propiedades comparables, preparado con agregado del mismo origen, ha demostrado un comportamiento satisfactorio cuando estuvo sometido a condiciones de intemperismo similares a las que se esperan.

3.3.6 El agregado fino podrá consistir de arena natural o manufacturada, o una combinación de ambas. Sus partículas serán limpias, de perfiles preferentemente angulares, duros, compactos y resistentes. Deberá estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

3.3.7 El agregado grueso podrá consistir de grava natural o triturada. Sus partículas serán limpias, de perfil preferentemente angular o semi-angular, duras, compactas, resistentes y de textura preferentemente rugosa; deberá estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

SENCICO

3.3.8 La granulometría seleccionada para el agregado deberá permitir obtener la máxima densidad del concreto con una adecuada trabajabilidad en función de las condiciones de colocación de la mezcla.

3.3.9 El lavado de los agregados se deberá hacer con agua potable o agua libre de materia orgánica, sales y sólidos en suspensión.

3.3.10 El agregado denominado "hormigón" corresponde a una mezcla natural de grava y arena. El "hormigón" sólo podrá emplearse en la elaboración de concretos con resistencia en compresión no mayor de 10 MPa a los 28 días. El contenido mínimo de cemento será de 255 Kg/m^3. El hormigón deberá estar libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, sales, álcalis, materia orgánica y otras sustancias dañinas para el concreto. En lo que sea aplicable, se seguirán para el hormigón las recomendaciones indicadas para los agregados fino y grueso.

3.4 AGUA

3.4.1 El agua empleada en la preparación y curado del concreto deberá ser, de preferencia, potable.

3.4.2 Se podrán utilizar aguas no potables sólo si:

(a) Están limpias y libres de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica y otras sustancias que puedan ser dañinas al concreto, acero de refuerzo o elementos embebidos.

(b) La selección de las proporciones de la mezcla de concreto se basa en ensayos en los que se ha utilizado agua de la fuente elegida.

(c) Los cubos de mortero para ensayos, hechos con agua no potable, deben tener resistencias a los 7 y 28 días, de por lo menos 90% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse en morteros idénticos, excepto por el agua de mezclado, preparados y ensayados de acuerdo con la NTP 334.051.

3.4.3 Las sales u otras sustancias nocivas presentes en los agregados y/o aditivos deberán sumarse a las que pueda aportar el agua de mezclado para evaluar el contenido total de sustancias inconvenientes.

3.4.4 La suma de los contenidos de ión cloruro presentes en el agua y en los demás componentes de la mezcla (agregados y aditivos) no deberán exceder los valores indicados en la Tabla 4.5 del Capítulo 4.

3.4.5 El agua de mar sólo podrá emplearse en la preparación del concreto si se cuenta con la autorización del Ingeniero Proyectista y de la Supervisión. No se utilizará en los siguientes casos:

- Concreto armado y preesforzado.
- Concretos con resistencias mayores de 17 MPa a los 28 días.
- Concretos con elementos embebidos de fierro galvanizado o aluminio.
- Concretos con un acabado superficial de importancia.

3.4.6 No se utilizará en el curado del concreto ni en el lavado del equipo, aquellas aguas que no cumplan con los requisitos anteriores.

3.4.7 El agua de mezclado para concreto preesforzado o para concreto que contenga elementos de aluminio embebidos, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruros. Véase 4.4.1.

3.5 ACERO DE REFUERZO

3.5.1 El refuerzo debe ser corrugado, excepto en los casos indicados en 3.5.4. Se puede utilizar refuerzo consistente en perfiles de acero estructural o en tubos y elementos tubulares de acero de acuerdo con las limitaciones de esta Norma.

SENCICO

3.5.2 El refuerzo que va a ser soldado así como el procedimiento de soldadura, el cual deberá ser compatible con los requisitos de soldabilidad del acero que se empleará, deberán estar indicados en los planos y especificaciones del proyecto, así como la ubicación y tipo de los empalmes soldados y otras soldaduras requeridas en las barras de refuerzo. La soldadura de barras de refuerzo debe realizarse de acuerdo con "*Structural Welding Code – Reinforcing Steel", ANSI/AWS D1.4 de la American Welding Society.* Las normas ASTM para barras de refuerzo, excepto la ASTM A 706M (NTP 339.186:2008) deben ser complementadas con un informe de las propiedades necesarias del material para cumplir con los requisitos de ANSI/AWS D1.4.

3.5.3 Refuerzo corrugado

3.5.3.1 Las barras de refuerzo corrugado deben cumplir con los requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas:

(a) "HORMIGON (CONCRETO) barras de acero al carbono con resaltes y lisas para hormigón (concreto) armado. Especificaciones" (NTP 341.031);

(b) "HORMIGON (CONCRETO) barras con resaltes y lisas de acero de baja aleación para hormigón (concreto) armado. Especificaciones" (NTP 339.186)

3.5.3.2 Las barras corrugadas deben cumplir con una de las NTP enumeradas en 3.5.3.1, excepto que para barras con fy mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%. Véase 9.5. La resistencia a la fluencia debe corresponder a la determinada por las pruebas de barras de sección transversal completa.

3.5.3.3 Las mallas electrosoldadas de barras corrugadas deben ajustarse a *"Standard Specification for Fabricated Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement"* (ASTM A 184M). Las barras utilizadas deben cumplir con NTP 341.031 ó NTP 339.186

3.5.3.4 El alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la NTP 341.068 excepto que el diámetro del alambre no debe ser menor que 5,5 mm y para el alambre con fy mayor de 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%.

3.5.3.5 Las mallas electrosoldadas de alambre liso deben cumplir con la NTP 350.002 excepto que para alambre con un fy mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas en más de 300 mm en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzo de alambre electrosoldado utilizado como estribos de acuerdo con 12.13.2.

3.5.3.6 Las mallas electrosoldadas de alambre corrugado deben cumplir con *"Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement Deformed, for Concrete"* (ASTM A 497M), excepto que para alambres con fy mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm, en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para refuerzos de alambre electrosoldado utilizados como estribos de acuerdo con 12.13.2.

3.5.3.7 Las barras de refuerzo galvanizadas deben cumplir con *"Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement"* (ASTM A 767M). Las barras de refuerzo con recubrimiento epóxico deben cumplir con *"Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars"* (ASTM A 775M) o con *"Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars"* (ASTM A 934M). Las barras que se vayan a galvanizar o a recubrir con epóxico deben cumplir con una de las normas citadas en 3.5.3.1.

3.5.3.8 Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre recubiertos con epóxico deben cumplir con *"Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement"* (ASTM A 884M). Los alambres que se vayan a recubrir con epóxico deben cumplir con 3.5.3.4 y el refuerzo electrosoldado de alambre que se vaya a recubrir con epóxico debe cumplir con 3.5.3.5 ó 3.5.3.6.

3.5.4 Refuerzo liso

3.5.4.1 El refuerzo liso debe cumplir con una de las normas citadas en 3.5.3.1. Las barras y alambres lisos sólo se permiten en los siguientes casos:

(a) Espirales: como refuerzo transversal para elementos en compresión o en torsión y como refuerzo de confinamiento en empalmes;

(b) Acero de preesfuerzo;

(c) Refuerzo por cambios volumétricos en losas nervadas que cumplan con 8.11. El diámetro de este refuerzo no deberá ser mayor de 1/4".

3.5.4.2 Los alambres lisos para refuerzo en espiral deben cumplir con *"Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement"* (ASTM A 82), excepto que para alambres con fy superior a 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0,35%.

3.5.5 Acero de preesfuerzo

3.5.5.1 El acero preesforzado debe cumplir con una de las normas siguientes:

(a) Alambre que cumpla con *"Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete"* (ASTM A 421M).

(b) Alambre de baja relajación que cumpla con *"Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete"*, incluyendo el suplemento *"Low-Relaxation Wire"* (ASTM A 421M).

(c) Torón que cumpla con *"Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete"* (ASTM A 416M).

(d) Barra que cumpla con *"Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressed Concrete"* (ASTM A 722M).

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

3.5.6 Acero estructural

3.5.6.1 El acero estructural utilizado junto con barras de refuerzo en elementos compuestos sometidos a compresión que cumpla con los requisitos de 10.16.7 ó 10.16.8, debe ajustarse a una de las siguientes normas:

(a) *"Standard Specification for Carbon Structural Steel"* (ASTM A 36M).

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

(c) *"Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel"* (ASTM A 572M).

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

(e) *"Standard Specification for Structural Steel Shapes"* (ASTM A 992M).

3.5.6.2 Para elementos compuestos sometidos a compresión, que estén formados por un tubo de acero relleno de concreto, que cumpla con los requisitos de 10.16.6, el tubo debe cumplir con una de las siguientes normas:

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

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

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

SENCICO

3.6 ADITIVOS

3.6.1 Los aditivos que se usen en el concreto deben someterse a la aprobación de la Supervisión.

3.6.2 Debe demostrarse que el aditivo utilizado en obra es capaz de mantener esencialmente la misma composición y comportamiento que el producto usado para establecer la dosificación del concreto de acuerdo con lo especificado en 5.2.

3.6.3 El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en concreto preesforzado, en concreto que contenga aluminio embebido o en concreto construido en encofrados permanentes de acero galvanizado. Véanse 4.3.2 y 4.4.1.

3.6.4 Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con la NTP 334.089.

3.6.5 Los aditivos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, y reductores de agua y acelerantes, deben cumplir con la NTP 334.088 ó con *"Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete"* (ASTM C 1017M).

3.6.6 Las cenizas volantes u otras puzolanas que se empleen como aditivos deben cumplir con la NTP 334.104.

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

3.6.8 Los aditivos usados en la fabricación de concreto que contenga cemento expansivo de acuerdo a la NTP 334.156, deben ser compatibles con este cemento y no producir efectos nocivos.

3.6.9 La microsílice usada como aditivo debe cumplir con la NTP 334.087.

3.7 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

3.7.1 El material cementante y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la introducción de materias extrañas.

3.7.2 Ningún material que se haya deteriorado o contaminado debe utilizarse en la elaboración del concreto.

3.7.3 Para el almacenamiento del cemento se adoptarán las siguientes precauciones:

(a) No se aceptarán en obra bolsas de cemento cuyas envolturas estén deterioradas o perforadas.

(b) El cemento en bolsas se almacenará en obra en un lugar techado, fresco, libre de humedad, sin contacto con el suelo. Se almacenará en pilas de hasta 10 bolsas y se cubrirá con material plástico u otros medios de protección.

(c) El cemento a granel se almacenará en silos metálicos cuyas características deberán impedir el ingreso de humedad o elementos contaminantes.

3.7.4 Los agregados se almacenarán o apilarán de manera de impedir la segregación de los mismos, su contaminación con otros materiales o su mezcla con agregados de características diferentes.

3.7.5 Las barras de acero de refuerzo, alambre, tendones y ductos metálicos se almacenarán en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad, tierra, sales, aceite y grasas.

SENICO

3.7.6 Los aditivos serán almacenados siguiendo las recomendaciones del fabricante. Se impedirá la contaminación, evaporación o deterioro de los mismos. Los aditivos líquidos serán protegidos de temperaturas de congelación y de cambios de temperatura que puedan afectar sus características. Los aditivos no deberán ser almacenados en obra por un período mayor de seis meses desde la fecha del último ensayo. En caso contrario, deberán reensayarse para evaluar su calidad antes de su empleo. Los aditivos cuya fecha de vencimiento se haya cumplido no serán utilizados.

3.8 NORMAS CITADAS

Las Normas Técnicas Peruanas (NTP), las normas de la *American Society for Testing and Materials* – ASTM y las normas de la *American Welding Society* - AWS citadas se consideran parte de esta Norma.

SENCICO

CAPÍTULO 4
REQUISITOS DE DURABILIDAD

4.0 ALCANCE

Esta Norma no incluye disposiciones para las condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o a altas temperaturas, ni cubre condiciones estéticas tales como el acabado de las superficies del concreto. Estas condiciones, que están fuera del alcance de esta Norma, deberán estar cubiertas de manera particular en las especificaciones del proyecto.

Los componentes del concreto y sus proporciones deben ser seleccionados de manera que se pueda cumplir con los requisitos mínimos establecidos en esta Norma y con los requisitos adicionales de los documentos del proyecto.

4.1 RELACIÓN AGUA - MATERIAL CEMENTANTE

4.1.1 Las relaciones agua-material cementante especificadas en las Tablas 4.2 y 4.4 se calculan usando el peso del cemento que cumpla con la NTP 334.009, 334.082, 334.090 ó 334.156, más el peso de las cenizas volantes y otras puzolanas que cumplan con la NTP 334.104, el peso de la escoria que cumpla con la Norma ASTM C 989 y la microsílice que cumpla con la NTP 334.087, si las hay. Cuando el concreto esté expuesto a productos químicos descongelantes, en 4.2.3 se limita adicionalmente la cantidad de ceniza volante, puzolana, microsílice, escoria o la combinación de estos materiales.

4.2 EXPOSICIÓN A CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO

4.2.1 Los concretos de peso normal y los de pesos livianos expuestos a condiciones de congelamiento y deshielo o a productos químicos descongelantes deben tener aire incorporado, con el contenido total de aire indicado en la Tabla 4.1. La tolerancia en el contenido total de aire incorporado debe ser de ±1,5%. Para concretos con $f'c$ mayor de 35 MPa, se puede reducir el aire incorporado indicado en la Tabla 4.1 en 1%.

TABLA 4.1
CONTENIDO TOTAL DE AIRE PARA CONCRETO RESISTENTE AL CONGELAMIENTO

Tamaño máximo nominal del agregado* (mm)	Contenido de aire (en porcentaje)	
	Exposición severa	Exposición moderada
9,5	7,5	6,0
12,5	7,0	5,5
19,0	6,0	5,0
25,0	6,0	4,5
37,5	5,5	4,5
50,0**	5,0	4,0
75,0**	4,5	3,5

* Véase la Norma ASTM C 33 para las tolerancias en agregados de mayor tamaño para diversos tamaños nominales máximos.

** Estos contenidos de aire se aplican a la mezcla total, al igual que para los tamaños precedentes de agregado. Sin embargo, al ensayar estos concretos, se retira el agregado mayor de 37,5 mm sacándolo con la mano o mediante cribado y se determina el contenido de aire en la fracción de la mezcla de menos de 37,5 mm (la tolerancia en el contenido de aire incorporado se aplica a este valor). El contenido de aire de la mezcla total se calcula a partir del valor determinado en la fracción de menos de 37,5 mm.

En la Tabla 4.1, una exposición severa es cuando, en un clima frío, el concreto puede estar en contacto casi constante con la humedad antes de congelarse o cuando se emplean sales descongelantes. Ejemplos de esto son pavimentos, tableros de puentes, aceras, estacionamientos, y tanques para agua.

Una exposición moderada es cuando, en clima frío, el concreto esté expuesto ocasionalmente a humedad antes de congelarse y cuando no se usen sales descongelantes. Ejemplos de esto son algunos muros exteriores, vigas y losas que no están en contacto directo con el suelo.

SENCICO

4.2.2 Los concretos expuestos a las condiciones especiales de exposición señaladas en la Tabla 4.2 deben cumplir con las relaciones máximas agua-material cementante y con la resistencia mínima $f'c$ señaladas en ésta. Además, el concreto que va estar expuesto a productos químicos descongelantes debe cumplir con las limitaciones indicadas en 4.2.3.

TABLA 4.2
REQUISITOS PARA CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICIÓN

Condición de la exposición	Relación máxima agua - material cementante (en peso) para concretos de peso normal *	$f'c$ mínimo (MPa) para concretos de peso normal o con agregados ligeros*
Concreto que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua.	0,50	28
Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo en condición húmeda o a productos químicos descongelantes.	0,45	31
Para proteger de la corrosión el refuerzo de acero cuando el concreto está expuesto a cloruros provenientes de productos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o a salpicaduras del mismo origen.	0,40	35

* Cuando se utilicen las Tablas 4.2 y 4.4 simultáneamente, se debe utilizar la menor relación máxima agua-material cementante aplicable y el mayor $f'c$ mínimo.

4.2.3 Para concretos que van a estar expuestos a productos químicos descongelantes, el peso máximo de las cenizas volantes, otras puzolanas, microsílice o las escorias incluidas en el concreto, no debe exceder los porcentajes respecto al peso total de materiales cementantes dados en la Tabla 4.3.

TABLA 4.3
REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A PRODUCTOS QUÍMICOS DESCONGELANTES

Materiales cementantes	Porcentaje Máximo del total de materiales cementantes en peso*
Cenizas volantes u otras puzolanas que cumplen la NTP 334.104	25
Escoria que cumple ASTM C 989	50
Microsílice que cumple la NTP 334.087	10
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, escoria y microsílice.	50**
Total de cenizas volantes u otras puzolanas y microsílice	35**

* El total de materiales cementantes también incluye cementos de acuerdo a las NTP 334.009, 334.082, 334.090 y 334.156.

Los porcentajes máximos indicados incluyen:

(a) Las cenizas volantes u otras puzolanas presentes en cementos adicionados tipo IP o I(PM), según las NTP 334.082 ó 334.090.

(b) La escoria usada en la fabricación de cementos adicionados tipo IS o I(SM), según las NTP 334.082 ó 334.090.

(c) El humo de sílice, según la NTP 334.087, presente en cementos adicionados

** Las cenizas volantes u otras puzolanas y la microsílice no deben constituir más del 25% y 10%, respectivamente, del peso total de materiales cementantes.

SENCICO

4.3 EXPOSICIÓN A SULFATOS

4.3.1 El concreto que va a estar expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos debe cumplir con los requisitos de la Tabla 4.4. El concreto debe estar hecho con un cemento que proporcione resistencia a los sulfatos y que tenga una relación agua-material cementante máxima y un $f'c$ mínimo según la Tabla 4.4.

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

TABLA 4.4
REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO_4) presente en el suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO_4) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Relación máxima agua - material cementante (en peso) para concretos de peso normal*	$f'c$ mínimo (MPa) para concretos de peso normal y ligero*
Insignificante	$0,0 \le SO_4 < 0,1$	$0 \le SO_4 < 150$	—	—	—
Moderada**	$0,1 \le SO_4 < 0,2$	$150 \le SO_4 < 1500$	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0,50	28
Severa	$0,2 \le SO_4 < 2,0$	$1500 \le SO_4 < 10000$	V	0,45	31
Muy severa	$2,0 < SO_4$	$10000 < SO_4$	Tipo V más puzolana***	0,45	31

* Cuando se utilicen las Tablas 4.2 y 4.4 simultáneamente, se debe utilizar la menor relación máxima agua-material cementante aplicable y el mayor $f'c$ mínimo.

** Se considera el caso del agua de mar como exposición moderada.

*** Puzolana que se ha comprobado por medio de ensayos, o por experiencia, que mejora la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen cemento tipo V.

4.3.2 El cloruro de calcio no debe emplearse como aditivo en concretos sometidos a exposición a sulfatos severa o muy severa, tal como se definen en la Tabla 4.4.

4.4 PROTECCIÓN DEL REFUERZO CONTRA LA CORROSIÓN

4.4.1 Para la protección contra la corrosión del refuerzo de acero en el concreto, las concentraciones máximas de iones cloruro solubles en agua en el concreto endurecido a edades que van de 28 a 42 días, provenientes de los ingredientes (incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos) no deben exceder los límites de la Tabla 4.5. Cuando se lleven a cabo ensayos para determinar el contenido de iones cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayo deben cumplir los requisitos establecidos en la NTP 334.148.

SENCICO

TABLA 4.5
CONTENIDO MÁXIMO DE IONES CLORURO PARA LA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DEL REFUERZO

Tipo de elemento	Contenido máximo de iones de cloruro solubles en agua en el concreto (porcentaje en peso del cemento)
Concreto preesforzado	0,06
Concreto armado que en servicio estará expuesto a cloruros	0,15
Concreto armado que en servicio estará seco o protegido contra la humedad	1,00
Otras construcciones de concreto armado	0,30

4.4.2 Cuando el concreto con refuerzo vaya a estar expuesto a cloruros de químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras de las mismas, deben cumplirse los requisitos de la Tabla 4.2 para la máxima relación agua-material cementante y valor mínimo de $f'c$, y los requisitos de recubrimiento mínimo del concreto de 7.7. Para tendones preesforzados sin adherencia, véase 18.16.

SENCICO

CAPÍTULO 5
CALIDAD DEL CONCRETO, MEZCLADO Y COLOCACIÓN

5.1 GENERALIDADES

5.1.1 El concreto debe dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión, $f'cr$, según se establece en 5.3.2, y debe satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo 4. El concreto debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resultados de resistencia inferiores a $f'c$, como se establece en 5.6.3.3.

La resistencia mínima del concreto estructural, $f'c$, diseñado y construido de acuerdo con esta Norma no debe ser inferior a 17 MPa.

5.1.2 Los requisitos para $f'c$ deben basarse en ensayos de probetas cilíndricas, confeccionadas y ensayadas como se establece en 5.6.3.

5.1.3 A menos que se especifique lo contrario, $f'c$ debe basarse en los resultados de ensayos realizados a los 28 días. Si se requieren resultados a otra edad, ésta debe indicarse en los planos y especificaciones del proyecto.

5.1.4 Cuando se use concreto liviano y los criterios de diseño de 9.6.2.3 ó 11.2 indican un valor de resistencia a la tracción del concreto, determinada por compresión diametral, (*split test*), deben realizarse ensayos de laboratorio de acuerdo con "*Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete*" (ASTM C 330) para establecer el valor de fct correspondiente a $f'c$.

5.1.5 Los ensayos de resistencia a la tracción por flexión o por compresión diametral (*split test*) no deben emplearse como base para la aceptación del concreto en obra.

5.1.6 Se considera como un ensayo de resistencia al promedio de las resistencias de dos probetas cilíndricas hechas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de $f'c$.

5.1.7 Para la selección del número de muestras de ensayo, se considerará como "clase de concreto" a:

(a) Cada una de las diferentes calidades de concreto requeridas por resistencia en compresión.

(b) Para una misma resistencia en compresión, cada una de las diferentes calidades de concreto obtenidas por variaciones en el tamaño máximo del agregado grueso, modificaciones en la granulometría del agregado fino o utilización de cualquier tipo de aditivo.

(c) El concreto producido por cada uno de los equipos de mezclado utilizados en la obra.

5.2 DOSIFICACIÓN DEL CONCRETO

5.2.1 La dosificación de los materiales para el concreto debe establecerse para permitir que:

(a) Se logre la trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el concreto dentro del encofrado y alrededor del refuerzo bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.

(b) Se logre resistencia a las condiciones especiales de exposición a las que pueda estar sometido el concreto, según lo requerido en el Capítulo 4.

(c) Se cumpla con los requisitos de los ensayos de resistencia de 5.6.

5.2.2 Cuando se empleen materiales diferentes para distintas partes de una misma obra, debe evaluarse cada una de las combinaciones de ellos.

5.2.3 La dosificación del concreto debe establecerse de acuerdo con 5.3 ó alternativamente con 5.4 y se deben cumplir las exigencias correspondientes del Capítulo 4.

SENCICO

5.3 DOSIFICACIÓN BASADA EN LA EXPERIENCIA EN OBRA O EN MEZCLAS DE PRUEBA

5.3.1 Desviación estándar

5.3.1.1 Cuando se dispone de registros de ensayos, debe establecerse la desviación estándar de la muestra, Ss. Los registros de ensayos a partir de los cuales se calcula Ss, deben cumplir las siguientes condiciones:

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

(b) Deben representar a concretos producidos para lograr una resistencia o resistencias especificadas, dentro del rango de ±7 MPa de $f'c$.

(c) Deben consistir en al menos 30 ensayos consecutivos, o de dos grupos de ensayos consecutivos totalizando al menos 30 ensayos como se define en 5.6.2.3, excepto por lo especificado en 5.3.1.2.

5.3.1.2 Cuando no se dispone de registros de ensayos que se ajusten a los requisitos de 5.3.1.1, pero sí se tenga un registro basado en 15 a 29 ensayos consecutivos, se debe establecer la desviación estándar de la muestra, Ss, como el producto de la desviación estándar calculada de la muestra por el factor de modificación de la Tabla 5.1. Para que sean aceptables, los registros de ensayos deben ajustarse a los requisitos (a) y (b) de 5.3.1.1, y deben representar un solo registro de ensayos consecutivos que abarquen un período no menor de 45 días calendarios consecutivos.

TABLA 5.1
FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA CUANDO SE DISPONE DE MENOS DE 30 ENSAYOS

Número de ensayos (*)	Factor de modificación para la desviación estándar de la muestra (+)
Menos de 15	(emplear Tabla 5.3)
15	1,16
20	1,08
25	1,03
30 o más	1,00

(*) Se permite interpolar para un número de ensayos intermedios.

(+) Desviación estándar de la muestra modificada, Ss, para usar en la determinación de la resistencia promedio requerida, $f'cr$, de 5.3.2.1.

5.3.2 Resistencia promedio requerida

5.3.2.1 La resistencia promedio a la compresión requerida, $f'cr$, usada como base para la dosificación del concreto debe ser determinada según la Tabla 5.2, empleando la desviación estándar, Ss, calculada de acuerdo con 5.3.1.1 o con 5.3.1.2.

TABLA 5.2
RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'c \leq 35$	Usar el mayor valor obtenido de las ecuaciones (5-1) y (5-2): $f'cr = f'c + 1{,}34\ Ss$ (5-1) $f'cr = f'c + 2{,}33\ Ss - 3{,}5$ (5-2)
$f'c > 35$	Usar el mayor valor obtenido de las ecuaciones (5-1) y (5-3): $f'cr = f'c + 1{,}34\ Ss$ (5-1) $f'cr = 0{,}90\ f'c + 2{,}33\ Ss$ (5-3)

SENCICO

5.3.2.2 Cuando una instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos de resistencia en obra para el cálculo de Ss que se ajusten a los requisitos de 5.3.1.1 o de 5.3.1.2, $f'cr$ debe determinarse de la Tabla 5.3, y la documentación relativa a la resistencia promedio debe cumplir con los requisitos de 5.3.3.

TABLA 5.3
RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA CUANDO NO HAY DATOS DISPONIBLES PARA ESTABLECER UNA DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA MUESTRA

Resistencia especificada a la compresión, MPa	Resistencia promedio requerida a la compresión, MPa
$f'c < 21$	$f'cr = f'c + 7{,}0$
$21 \leq f'c \leq 35$	$f'cr = f'c + 8{,}5$
$f'c > 35$	$f'cr = 1{,}1\, f'c + 5{,}0$

5.3.3 Documentación de la resistencia promedio a la compresión

La documentación que justifique que la dosificación propuesta para el concreto producirá una resistencia promedio a la compresión igual o mayor que la resistencia promedio a la compresión requerida, $f'cr$, (véase 5.3.2), debe consistir en un registro de ensayos de resistencia en obra, en varios registros de ensayos de resistencia o en mezclas de prueba.

5.3.3.1 Cuando se empleen registros de ensayos para demostrar que las dosificaciones propuestas para el concreto producirán la resistencia promedio requerida $f'cr$ (véase 5.3.2), dichos registros deben representar los materiales y condiciones similares a las esperadas. Los cambios en los materiales, condiciones y dosificaciones dentro de los registros de ensayos no deben ser más restrictivos que los de la obra propuesta. Con el propósito de documentar la resistencia promedio potencial, pueden aceptarse registros de ensayos que consistan en menos de 30, pero no menos de 10 ensayos consecutivos siempre que abarquen un período no menor de 45 días. La dosificación requerida para el concreto puede establecerse por interpolación entre las resistencias y las dosificaciones de dos o más registros de ensayo, siempre y cuando cumpla con los otros requisitos de esta Sección.

5.3.3.2 Cuando no se dispone de un registro aceptable de resultados de ensayos en obra, se permite que la dosificación del concreto se establezca con mezclas de prueba que cumplan con las siguientes restricciones:

(a) Los materiales deben ser los propuestos para la obra.

(b) Las mezclas de prueba cuyas dosificaciones y consistencias son las requeridas para la obra propuesta deben prepararse empleando al menos tres relaciones agua-material cementante o contenidos de cemento diferentes que produzcan un rango de resistencias que abarquen $f'cr$.

(c) Las mezclas de prueba deben dosificarse para producir un asentamiento (*slump*) dentro de $\pm$20 mm del máximo permitido, y para concreto con aire incorporado, dentro de $\pm$0.5% del máximo contenido de aire permitido.

(d) Para cada relación agua-material cementante o contenido de material cementante deben confeccionarse y curarse al menos tres probetas cilíndricas para cada edad de ensayo de acuerdo con "*Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*" (ASTM C 192M). Las probetas deben ensayarse a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para determinar $f'c$.

(e) A partir de los resultados de los ensayos de las probetas cilíndricas debe construirse una curva que muestre la correspondencia entre la relación agua-material cementante o el contenido de material cementante, y la resistencia a compresión a la edad de ensayo determinada.

(f) La máxima relación agua-material cementante o el mínimo contenido de material cementante para el concreto que vaya a emplearse en la obra propuesta debe ser el que indique la curva para producir el valor de $f'cr$ requerido por 5.3.2, a no ser que de acuerdo con el Capítulo 4 se indique una relación agua-material cementante menor o una resistencia mayor.

SENCICO

5.4 DOSIFICACIÓN CUANDO NO SE CUENTA CON EXPERIENCIA EN OBRA O MEZCLAS DE PRUEBA

5.4.1 Si los datos requeridos por 5.3 no están disponibles, la dosificación del concreto debe basarse en otras experiencias o información con la aprobación del profesional responsable de la obra y de la Supervisión. La resistencia promedio a la compresión requerida, $f'cr$, del concreto producido con materiales similares a aquellos propuestos para su uso debe ser al menos 8,5 MPa mayor que $f'c$. Esta alternativa no debe ser usada si el $f'c$ especificado es mayor que 35 MPa.

5.4.2 El concreto dosificado de acuerdo con esta sección debe ajustarse a los requisitos de durabilidad del Capítulo 4 y a los criterios para ensayos de resistencia a compresión de 5.6.

5.5 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN

En la medida que se disponga de más datos durante la construcción, se permitirá reducir la cantidad por la cual la resistencia promedio requerida, $f'cr$, debe exceder de $f'c$ siempre que:

(a) Se disponga de 30 o más ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda el requerido por 5.3.2.1, empleando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con la 5.3.1.1, o se disponga de 15 a 29 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda al requerido por 5.3.2.1, utilizando una desviación estándar de la muestra calculada de acuerdo con 5.3.1.2.

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

5.6 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO

5.6.1 El concreto debe ensayarse de acuerdo con los requisitos de 5.6.2 a 5.6.5. Los ensayos de concreto fresco realizados en la obra, la preparación de probetas que requieran de un curado bajo condiciones de obra, la preparación de probetas que se vayan a ensayar en laboratorio y el registro de temperaturas del concreto fresco mientras se preparan las probetas para los ensayos de resistencia debe ser realizado por técnicos calificados en ensayos de campo. Todos los ensayos de laboratorio deben ser realizados por técnicos de laboratorio calificados.

5.6.2 Frecuencia de los ensayos

5.6.2.1 Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto colocado cada día deben tomarse no menos de una vez al día, ni menos de una vez por cada 50 m^3 de concreto, ni menos de una vez por cada 300 m^2 de superficie de losas o muros. No deberá tomarse menos de una muestra de ensayo por cada cinco camiones cuando se trate de concreto premezclado.

5.6.2.2 Cuando en un proyecto dado el volumen total de concreto sea tal que la frecuencia de ensayos requerida por 5.6.2.1 proporcione menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase dada de concreto, los ensayos deben hacerse por lo menos en cinco tandas de mezclado seleccionadas al azar, o en cada una cuando se empleen menos de cinco tandas.

5.6.2.3 Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de dos probetas cilíndricas confeccionadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de $f'c$.

5.6.3 Probetas curadas en laboratorio

5.6.3.1 Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con "*Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete*" (ASTM C 172).

5.6.3.2 Las probetas cilíndricas para los ensayos de resistencia deben ser fabricadas y curadas en laboratorio de acuerdo con "*Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field*" (ASTM C 31M), y deben ensayarse de acuerdo con "*Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*", (ASTM C 39M).

SENICO

5.6.3.3 La resistencia de una clase determinada de concreto se considera satisfactoria si cumple con los dos requisitos siguientes:

(a) Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a $f'c$.

(b) Ningún resultado individual del ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) es menor que $f'c$ en más de 3,5 MPa cuando $f'c$ es 35 MPa o menor, o en más de 0,1 $f'c$ cuando $f'c$ es mayor a 35 MPa.

5.6.3.4 Cuando no se cumpla con al menos uno de los dos requisitos de 5.6.3.3, deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia. Cuando no se satisfaga 5.6.3.3 (b), deben observarse los requisitos de 5.6.5.

5.6.4 Probetas curadas en obra

5.6.4.1 Si lo requiere la Supervisión, deben realizarse ensayos de resistencia de probetas cilíndricas curadas en condiciones de obra.

5.6.4.2 El curado de las probetas bajo condiciones de obra deberá realizarse en condiciones similares a las del elemento estructural al cual ellas representan, y éstas deben moldearse al mismo tiempo y de la misma muestra de concreto que las probetas a ser curadas en laboratorio. Deben seguirse las indicaciones de "*Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field*" (ASTM C 31M).

5.6.4.3 Los procedimientos para proteger y curar el concreto deben mejorarse cuando la resistencia de las probetas cilíndricas curadas en la obra, a la edad de ensayo establecida para determinar $f'c$, sea inferior al 85% de la resistencia de los cilindros correspondientes curados en laboratorio. La limitación del 85% no se aplica cuando la resistencia de aquellos que fueron curados en la obra exceda a $f'c$ en más de 3,5 MPa.

5.6.5 Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

5.6.5.1 Si algún ensayo de resistencia (véase 5.6.2.3) de cilindros curados en el laboratorio es menor que $f'c$ en más de los valores dados en 5.6.3.3 (b) o si los ensayos de cilindros curados en la obra indican deficiencia en la protección y curado (véase 5.6.4.3), deben tomarse medidas para asegurar que no se pone en peligro la capacidad de carga de la estructura.

5.6.5.2 Si se confirma la posibilidad que el concreto sea de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga se redujo significativamente, deben permitirse ensayos de núcleos (testigos perforados) extraídos de la zona en cuestión de acuerdo con "*Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete*" (ASTM C 42M). En esos casos deben tomarse tres núcleos por cada resultado del ensayo de resistencia que sea menor que los valores señalados en 5.6.3.3 (b).

5.6.5.3 Los núcleos deben prepararse para su traslado y almacenamiento, secando el agua de perforación de la superficie del núcleo y colocándolos dentro de recipientes o bolsas herméticas inmediatamente después de su extracción. Los núcleos deben ser ensayados después de 48 horas y antes de los 7 días de extraídos, a menos que el profesional responsable apruebe un plazo distinto.

5.6.5.4 El concreto de la zona representada por los núcleos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres núcleos es por lo menos igual al 85% de $f'c$ y ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75% de $f'c$. Cuando los núcleos den valores erráticos de resistencia, se deberán extraer núcleos adicionales de la misma zona.

5.6.5.5 Si los criterios de 5.6.5.4 no se cumplen y si la seguridad estructural permanece en duda, podrán ejecutarse pruebas de carga de acuerdo con el Capítulo 20 para la parte dudosa de la estructura o adoptar otras medidas según las circunstancias.

SENCICO

5.7 PREPARACIÓN DEL EQUIPO Y DEL LUGAR DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO

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

(a) Las cotas y dimensiones de los encofrados y los elementos estructurales deben corresponder con las de los planos.

(b) Las barras de refuerzo, el material de las juntas, los anclajes y los elementos embebidos deben estar correctamente ubicados.

(c) Todo equipo de mezclado y transporte del concreto debe estar limpio.

(d) Deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios que serán ocupados por el concreto.

(e) El encofrado debe estar recubierto con un desmoldante adecuado.

(f) Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el concreto, deben estar adecuadamente humedecidas.

(g) El refuerzo debe estar completamente libre de hielo o de otros recubrimientos perjudiciales.

(h) El agua libre debe ser retirada del lugar de colocación del concreto antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo para colocación bajo agua o que lo permita la Supervisión.

(i) La superficie del concreto endurecido debe estar libre de lechada y de otros materiales perjudiciales o deleznables antes de colocar concreto adicional sobre ella.

5.8 MEZCLADO DEL CONCRETO

5.8.1 La medida de los materiales en la obra deberá realizarse por medios que garanticen la obtención de las proporciones especificadas.

5.8.2 Todo concreto debe mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales. La mezcladora debe descargarse completamente antes de volverla a cargar.

5.8.3 El concreto premezclado debe mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de "*Standard Specification for Ready-Mixed Concrete*" (ASTM C 94M) o "*Standard Specification of Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing*" (ASTM C 685M).

5.8.4 El concreto preparado en obra se debe mezclar de acuerdo con lo siguiente:

(a) El concreto deberá ser mezclado en una mezcladora capaz de lograr una combinación total de los materiales, formando una masa uniforme dentro del tiempo especificado y descargando el concreto sin segregación.

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

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

(d) El mezclado debe efectuarse por lo menos durante 90 segundos después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio mediante ensayos de uniformidad de mezclado, según "*Standard Specification for Ready-Mixed Concrete*" (ASTM C 94M).

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

(f) Debe llevarse un registro detallado para identificar:

(1) Número de tandas de mezclado producidas.

(2) Dosificación del concreto producido.

(3) Ubicación de depósito final en la estructura.

(4) Hora y fecha del mezclado y de la colocación.

5.9 TRANSPORTE DEL CONCRETO

5.9.1 El concreto debe ser transportado desde la mezcladora hasta el sitio final de colocación empleando métodos que eviten la segregación o la pérdida de material.

5.9.2 El equipo de transporte debe ser capaz de proporcionar un abastecimiento de concreto en el sitio de colocación sin segregación de los componentes y sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de colocación.

SENCICO

5.10 COLOCACIÓN DEL CONCRETO

5.10.1 El concreto debe ser depositado lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.

5.10.2 La colocación debe efectuarse a una velocidad tal que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre el refuerzo. El proceso de colocación deberá efectuarse en una operación continua o en capas de espesor tal que el concreto no sea depositado sobre otro que ya haya endurecido lo suficiente para originar la formación de juntas o planos de vaciado dentro de la sección.

5.10.3 No se debe colocar en la estructura el concreto que haya endurecido parcialmente o que se haya contaminado con materiales extraños.

5.10.4 No se debe utilizar concreto al que después de preparado se le adicione agua, ni que haya sido mezclado después de su fraguado inicial, a menos que sea aprobado por la Supervisión.

5.10.5 Una vez iniciada la colocación del concreto, ésta debe ser efectuada en una operación continua hasta que se termine el llenado del tramo o paño, definido por sus límites o juntas predeterminadas, de acuerdo con lo indicado en 6.4.

5.10.6 Cuando se necesiten juntas de construcción, éstas deben hacerse de acuerdo con 6.4.

5.10.7 Todo concreto debe ser compactado cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación y debe ser acomodado por completo alrededor del refuerzo y de los elementos embebidos y en las esquinas del encofrado. Los vibradores no deberán usarse para desplazar lateralmente el concreto en los encofrados.

5.11 PROTECCIÓN Y CURADO

5.11.1 A menos que se empleen métodos de protección adecuados autorizados por la Supervisión, el concreto no deberá ser colocado durante lluvias, nevadas o granizadas. No se permitirá que el agua de lluvia incremente el agua de mezclado o dañe el acabado superficial del concreto.

5.11.2 La temperatura del concreto al ser colocado no deberá ser tan alta como para causar dificultades debidas a pérdida de asentamiento, fragua instantánea o juntas frías. Además, no deberá ser mayor de 32º C.

5.11.3 Cuando la temperatura interna del concreto durante el proceso de hidratación exceda el valor de 32º C, deberán tomarse medidas para proteger al concreto, las mismas que deberán ser aprobadas por la Supervisión.

5.11.4 La temperatura de los encofrados metálicos y el acero de refuerzo no deberá ser mayor de 50º C.

5.11.5 A menos que el curado se realice de acuerdo con 5.11.7, el concreto debe mantenerse a una temperatura por encima de 10º C y permanentemente húmedo por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación (excepto para concreto de alta resistencia inicial).

5.11.6 El concreto de alta resistencia inicial debe mantenerse por encima de 10º C y permanentemente húmedo por lo menos los 3 primeros días, excepto cuando se cure de acuerdo con 5.11.7.

5.11.7 El curado por vía húmeda podrá ser sustituido por cualquier otro medio de curado, siempre que se demuestre que la resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, sea por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga. Así mismo, el procedimiento de curado debe ser tal que produzca un concreto con una durabilidad equivalente al menos a la que se obtendría efectuando el curado de acuerdo a 5.11.5 ó 5.11.6.

SENCICO

5.11.8 Curado acelerado

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

5.11.8.2 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 dicha etapa de carga y produzca un concreto con una durabilidad equivalente al menos a la que se obtendría efectuando el curado de acuerdo a 5.11.5 ó 5.11.6.

5.11.9 Cuando lo requiera la Supervisión, deben realizarse ensayos complementarios de resistencia, de acuerdo con 5.6.4, para asegurar que el curado sea satisfactorio.

5.12 REQUISITOS PARA CLIMA FRÍO

5.12.1 Para los fines de esta Norma se considera como clima frío a aquel en que, en cualquier momento del vaciado, la temperatura ambiente pueda estar por debajo de 5º C.

5.12.2 Durante el proceso de colocación, se tomarán adicionalmente las siguientes precauciones:

(a) El concreto deberá fabricarse con aire incorporado, de acuerdo a lo especificado en el Capítulo 4.

(b) Deberá tenerse en obra equipo adecuado para calentar el agua y/o el agregado, así como para proteger el concreto cuando la temperatura ambiente esté por debajo de 5º C.

(c) En el caso de usar concretos de alta resistencia, el tiempo de protección no será menor de 4 días.

(d) Todos los materiales integrantes del concreto, así como las barras de refuerzo, material de relleno y suelo con el cual el concreto ha de estar en contacto deberán estar libres de nieve, granizo y hielo.

(e) Los materiales congelados, así como aquellos que tienen hielo, no deberán ser empleados.

5.12.3 Cuando la temperatura del medio ambiente es menor de 5º C, la temperatura del concreto ya colocado deberá ser mantenida sobre 10º C durante el período de curado.

5.12.4 Se tomarán precauciones para mantener al concreto dentro de la temperatura requerida sin que se produzcan daños debidos a la concentración de calor. No se utilizarán dispositivos de combustión durante las primeras 24 horas, a menos que se tomen precauciones para evitar la exposición del concreto a gases que contengan bióxido de carbono.

5.13 REQUISITOS PARA CLIMA CÁLIDO

5.13.1 Para los fines de esta Norma se considera clima cálido cualquier combinación de alta temperatura ambiente, baja humedad relativa y alta velocidad del viento, que tienda a perjudicar la calidad del concreto fresco o endurecido.

5.13.2 Durante el proceso de colocación del concreto en climas cálidos, deberá darse adecuada atención a la temperatura de los ingredientes, así como a los procesos de producción, manejo, colocación, protección y curado a fin de prevenir en el concreto, temperaturas excesivas que pudieran impedir alcanzar la resistencia requerida o el adecuado comportamiento del elemento estructural.

5.13.3 A fin de evitar altas temperaturas en el concreto, pérdidas de asentamiento, fragua instantánea o formación de juntas, podrán enfriarse los ingredientes del concreto antes del mezclado o utilizar hielo, en forma de pequeños gránulos o escamas, como sustituto de parte del agua del mezclado.

5.13.4 En climas cálidos se deberán tomar precauciones especiales en el curado para evitar la evaporación del agua de la mezcla.

SENCICO

CAPÍTULO 6
ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

6.1 DISEÑO DE ENCOFRADOS

6.1.1 Los encofrados deberán permitir obtener una estructura que cumpla con los perfiles, niveles, alineamientos y dimensiones de los elementos según lo indicado en los planos de diseño y en las especificaciones.

6.1.2 Los encofrados deberán ser suficientemente herméticos para impedir la fuga del mortero.

6.1.3 Los encofrados deben estar adecuadamente arriostrados o amarrados entre si, de tal manera que conserven su posición y forma.

6.1.4 Los encofrados y sus apoyos deben diseñarse de tal manera que no dañen a las estructuras previamente construidas.

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

(a) La velocidad y los métodos de colocación del concreto;
(b) Todas las cargas de construcción, incluyendo las de impacto;
(c) Los requisitos de los encofrados especiales necesarios para la construcción de cáscaras, losas plegadas, domos, concreto arquitectónico u otros tipos de elementos;

6.1.6 Los encofrados para elementos de concreto preesforzado deben estar diseñados y construidos de tal manera que permitan los movimientos del elemento sin causarle daños durante la aplicación de la fuerza de preesforzado.

6.2 REMOCIÓN DE ENCOFRADOS, PUNTALES Y REAPUNTALAMIENTO

6.2.1 Desencofrado

Los encofrados deben retirarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o condiciones de servicio de la estructura. El concreto expuesto por el desencofrado debe tener suficiente resistencia para no ser dañado por las operaciones de desencofrado.

Para determinar el tiempo de desencofrado deben considerarse todas las cargas de construcción y las posibles deflexiones que estas ocasionen. Debe considerarse que las cargas de construcción pueden ser tan altas como las cargas vivas de diseño y que, a edades tempranas, una estructura de concreto puede ser capaz de resistir las cargas aplicadas pero puede deformarse lo suficiente como para causar un daño permanente en la estructura.

6.2.2 Retiro de puntales y reapuntalamiento

Los requisitos de 6.2.2.1 a 6.2.2.3 se deben cumplir en la construcción de vigas y losas excepto cuando se construyan apoyadas sobre el terreno.

6.2.2.1 Con anterioridad al inicio de la construcción, el constructor debe definir un procedimiento y una programación para la remoción de los apuntalamientos, para la instalación de los reapuntalamientos y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso. Debe considerarse lo siguiente:

(a) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del concreto empleados en la planificación e implementación del desencofrado y retiro de apuntalamientos deben ser entregados por el constructor a la supervisión cuando ésta lo requiera;
(b) Solamente cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con los encofrados y apuntalamientos aun existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, podrán apoyarse cargas de construcción sobre ella o desencofrarse cualquier porción de la estructura.
(c) La demostración de que la resistencia es adecuada debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrado y la resistencia del concreto. La resistencia del concreto debe estar basada en ensayos de probetas curadas en obra o, cuando lo apruebe la supervisión, en otros procedimientos para evaluar la resistencia del concreto.

SENCICO

6.2.2.2 No se deben aplicar, a la estructura sin apuntalamiento, cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas y vivas utilizadas en el diseño, a menos que por medio de un análisis estructural se demuestre que existe resistencia suficiente para soportar estas cargas adicionales.

6.2.2.3 Los encofrados para elementos de concreto preesforzado no deben ser removidos hasta que se haya aplicado suficiente preesfuerzo para permitir que el elemento soporte su propio peso y las cargas de construcción previstas.

6.3 TUBERÍAS Y DUCTOS EMBEBIDOS EN EL CONCRETO

6.3.1 Se permite, previa aprobación de la supervisión, embeber en el concreto tuberías, ductos e insertos de cualquier material que no sea perjudicial para el concreto y que esté dentro de las limitaciones de 6.3, siempre y cuando se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado, excepto en lo previsto en 6.3.6.

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

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

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

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

(a) No deben tener dimensiones exteriores mayores que la tercera parte del espesor total de la losa, muro o viga, donde estén embebidos.

(b) No deben estar espaciados a menos de tres veces su diámetro o ancho medido de centro a centro.

(c) No deben afectar significativamente la resistencia del elemento.

6.3.6 Se puede considerar que los ductos, tuberías e insertos sustituyen estructuralmente en compresión al concreto desplazado si cumplen con lo siguiente:

(a) No estén expuestos a la corrosión o a otra causa de deterioro.

(b) Sean de acero o hierro sin revestimiento o galvanizado, de espesor no menor que el del tubo de acero calibre estándar número 40 (*Schedule 40*).

(c) Tengan un diámetro interior nominal no superior a 50 mm y estén separados no menos de tres diámetros medidos centro a centro.

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

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

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

6.3.10 El recubrimiento de concreto para las tuberías y sus conexiones no debe ser menor de 40 mm en superficies de concreto expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo, ni menor de 20 mm en aquellas que no estén directamente en contacto con el suelo o expuestas a la intemperie.

SENCICO

6.3.11 Debe colocarse refuerzo en la dirección normal a la tubería, con un área no menor de 0,002 veces el área de la sección de concreto.

6.3.12 Las tuberías y ductos deben fabricarse e instalarse de tal forma que no se requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su posición apropiada.

6.4 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

6.4.1 Es importante, para la integridad de la estructura, que todas las juntas de construcción estén cuidadosamente definidas en los documentos de construcción y que se construyan según lo especificado. Cualquier variación debe ser aprobada por la supervisión.

6.4.2 La superficie del concreto en las juntas de construcción debe limpiarse y debe estar libre de lechada. Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación del concreto, las juntas de construcción deben humedecerse y debe eliminarse el agua empozada.

6.4.3 Las juntas de construcción deben hacerse y ubicarse de manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Deben tomarse las medidas apropiadas para la transferencia completa de cortante y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción (véase 11.7.9).

6.4.4 Las juntas de construcción en los pisos y techos deben estar localizadas dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas principales.

6.4.5 Las juntas de construcción en las vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intercepten.

6.4.6 Las vigas y las losas apoyadas sobre columnas o muros no deben vaciarse hasta que el concreto del apoyo vertical haya endurecido hasta el punto que haya dejado de ser plástico. La espera en la colocación del concreto de los elementos apoyados en columnas y muros es necesaria para prevenir el agrietamiento en la interfase entre el elemento de apoyo y el elemento que se apoya, causado por la exudación y asentamiento plástico del concreto en el elemento de apoyo.

En los sistemas de encofrados basados en vaciados continuos de muros y losas, esta disposición podrá obviarse, si la experiencia acumulada en el uso de estos sistemas demuestra que no se suscita este problema.

6.4.7 Las vigas, capiteles de columnas y ábacos de losas, deben considerarse como parte del sistema de losas y deben construirse monolíticamente con las mismas, a menos que en los planos se indique otra cosa.

SENCICO

CAPÍTULO 7
DETALLES DEL REFUERZO

7.1 GANCHOS ESTÁNDAR

El término *gancho estándar* se emplea en esta Norma con uno de los siguientes significados:

7.1.1 Un doblez de 180º más una extensión de 4 *db*, pero no menor de 65 mm hasta el extremo libre de la barra.

7.1.2 Un doblez de 90º más una extensión de 12 *db* hasta el extremo libre de la barra.

7.1.3 Para ganchos de estribos y ganchos de grapas suplementarias:

(a) Para barras de 5/8" y menores, un doblez de 90º más una extensión de 6 *db* al extremo libre de la barra; o

(b) Para barras desde 3/4" hasta 1" inclusive, un doblez de 90º más una extensión de 12 *db* al extremo libre de la barra; o

(c) Para barras de 1" y menores, un doblez de 135º más una extensión de 6 *db* al extremo libre de la barra.

7.1.4 Los ganchos de los estribos y grapas suplementarias para elementos con responsabilidad sísmica se definen en 21.1.

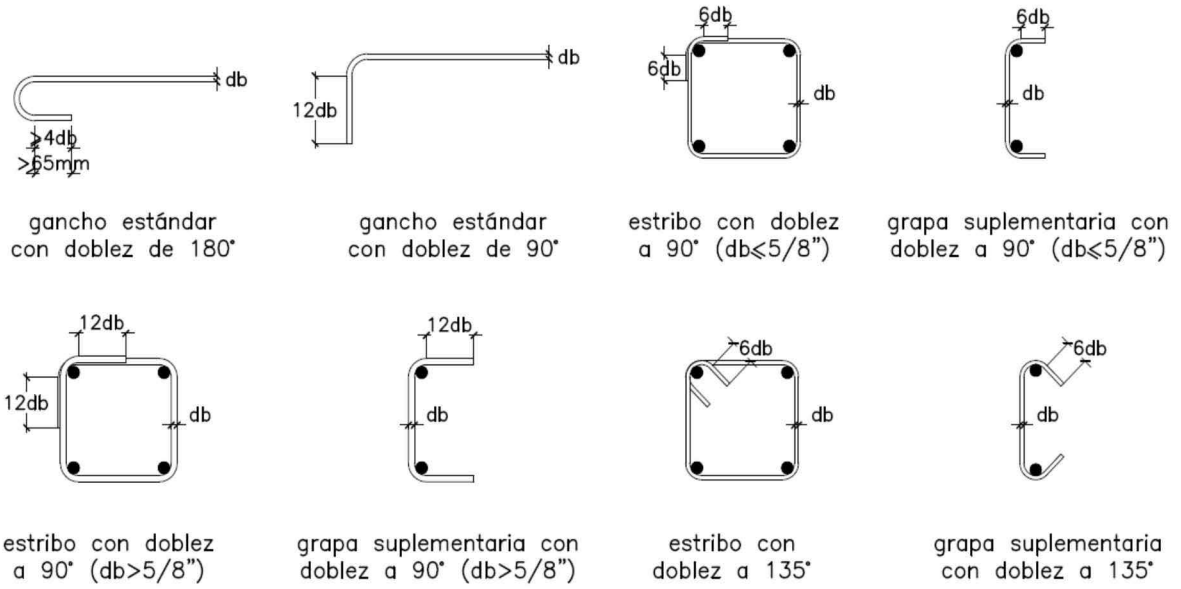


Fig. 7.1 Ganchos de barras longitudinales, estribos y grapas suplementarias.

7.2 DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO

7.2.1 El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros desde1/4" hasta 5/8", no debe ser menor que lo indicado en la Tabla 7.1.

7.2.2 El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que 4 *db* para barras de 5/8" y menores. Para barras mayores que 5/8", el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la Tabla 7.1.

7.2.3 El diámetro interior de doblado en refuerzo electrosoldado de alambre (corrugado o liso) para estribos no debe ser menor que 4 *db* para alambre corrugado de diámetro mayor a 7 mm y 2 *db* para diámetros menores. Ningún doblez con diámetro interior menor de 8 *db* debe estar a menos de 4 *db* de la intersección soldada más cercana.

TABLA 7.1
DIÁMETROS INTERIORES MÍNIMOS DE DOBLADO

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
1/4" a 1"	6 *db*
1 1/8" a 1 3/8"	8 *db*
1 11/16" a 2 1/4"	10 *db*

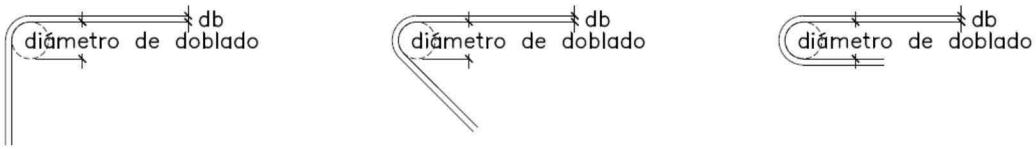


Fig. 7.2 Diámetros interiores mínimos de doblado de barras.

7.3 DOBLADO

7.3.1 Todo el refuerzo deberá doblarse en frío, a menos que el Ingeniero Proyectista permita hacerlo de otra manera.

7.3.2 Ningún refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede ser doblado en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el Ingeniero Proyectista.

7.4 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO

7.4.1 En el momento que es colocado el concreto, el refuerzo debe estar libre de polvo, aceite u otros recubrimientos no metálicos que reduzcan la adherencia. Se permiten los recubrimientos epóxicos de barras que cumplan con las normas citadas en 3.5.3.7 y 3.5.3.8.

7.4.2 Excepto el acero de preesforzado, el refuerzo con óxido, escamas o una combinación de ambos, debe considerarse aceptable si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes del corrugado) y el peso de una muestra limpiada manualmente utilizando un cepillo de alambre de acero, cumple con las normas aplicables indicadas en 3.5.

7.4.3 El acero de preesforzado debe estar limpio y libre de óxido excesivo, aceite, suciedad, escamas y picaduras. Es admisible una ligera oxidación.

7.5 COLOCACIÓN DEL REFUERZO

7.5.1 El refuerzo, incluyendo los tendones y los ductos de preesforzado, debe colocarse con precisión y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto. Debe fijarse para evitar su desplazamiento dentro de las tolerancias aceptables dadas en 7.5.2.

7.5.2 A menos que el Ingeniero Proyectista especifique otros valores, el refuerzo, incluyendo los tendones y ductos de preesforzado, debe colocarse en las posiciones especificadas, dentro de las tolerancias indicadas en 7.5.2.1 y 7.5.2.2.

7.5.2.1 La tolerancia para el peralte efectivo d y para el recubrimiento mínimo de concreto en elementos sometidos a flexión, muros y elementos sometidos a compresión debe ser la siguiente:

	Tolerancia en d	Tolerancia en el recubrimiento mínimo de concreto
$d \leq 200$ mm	± 10 mm	-10 mm
$d > 200$ mm	± 13 mm	-13 mm

Excepto que la tolerancia para la distancia libre al fondo de los encofrados debe ser -6 mm y la tolerancia para el recubrimiento no debe exceder -1/3 del recubrimiento mínimo de concreto requerido en los planos de diseño y especificaciones.

SENCICO

7.5.2.2 La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del refuerzo debe ser de ±50 mm, excepto en los extremos discontinuos de las ménsulas o cartelas donde la tolerancia debe ser ±13 mm y en los extremos discontinuos de otros elementos donde la tolerancia debe ser ±25 mm. La tolerancia para el recubrimiento mínimo de concreto de 7.5.2.1 también se aplica a los extremos discontinuos de los elementos.

7.5.3 El refuerzo electrosoldado de alambre (fabricado con alambre cuyo diámetro no sea mayor a 6 mm) utilizado en losas con luces no mayores de 3 m se puede doblar desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo, hasta otro punto localizado cerca de la cara inferior en el centro del vano, siempre y cuando este refuerzo sea continuo sobre el apoyo o esté debidamente anclado en él.

7.5.4 Para el ensamblado de las armaduras no se permite soldar las barras que se intercepten con el fin de sujetar el refuerzo, a menos que lo autorice el Ingeniero Proyectista.

7.6 LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO

7.6.1 La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser db, pero no menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.

7.6.2 Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.

7.6.3 En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de 1,5 db ni de 40 mm. Véase también 3.3.2.

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

7.6.5 Paquetes de barras

7.6.5.1 Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como una unidad, deben limitarse a un máximo de 4 barras por cada paquete.

7.6.5.2 Los paquetes de tres o cuatro barras deben alojarse dentro de las esquinas de los estribos.

7.6.5.3 En vigas, el diámetro máximo de las barras agrupadas en paquetes será de 1 3/8”.

7.6.5.4 En elementos sometidos a flexión, cada una de las barras de un paquete que se corta dentro del tramo debe terminarse en lugares diferentes separados al menos 40 db.

7.6.5.5 Cuando las limitaciones de espaciamiento y recubrimiento mínimo del concreto se basan en el diámetro de las barras (db), un paquete de barras debe considerarse como una sola barra de diámetro equivalente correspondiente a la suma de las áreas de las barras del paquete.

7.6.6 Tendones y ductos de postensado

7.6.6.1 El espaciamiento entre centros de los tendones de preesforzado en cada extremo de un elemento no debe ser menor que 4 db para torones (*strands*) o de 5 db para alambres. Cuando la resistencia del concreto a la compresión especificada al momento de la transferencia del preesfuerzo, $f'ci$, es de 28 MPa o más, el espaciamiento mínimo, medido centro a centro, de los torones debe ser 45 mm para torones de 13 mm de diámetro nominal o menores, y de 50 mm para torones de 15 mm de diámetro nominal. Véase también 3.3.2. Se permite un espaciamiento menor o agrupar tendones en el sector central del tramo.

7.6.6.2 Se permite agrupar los ductos de postensado si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente y se toman medidas para evitar que el acero de preesforzado, al tensar los tendones, rompa el concreto entre los ductos.

SENCICO

7.7 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

7.7.1 Concreto construido en sitio (no preesforzado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.1 ó se requiera protección especial contra el fuego:

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él ..... 70 mm

(b) Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie:
- Barras de 3/4" y mayores ..... 50 mm
- Barras de 5/8" y menores, mallas electrosoldadas ..... 40 mm

(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:
- Losas, muros, viguetas:
  - Barras de 1 11/16" y 2 1/4" ..... 40 mm
  - Barras de 1 3/8" y menores ..... 20 mm
- Vigas y columnas:
  - Armadura principal, estribos y espirales ..... 40 mm
- Cáscaras y losas plegadas:
  - Barras de 3/4" y mayores ..... 20 mm
  - Barras de 5/8" y menores ..... 15 mm
  - Mallas electrosoldadas ..... 15 mm

7.7.2 Concreto construido en sitio (preesforzado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado y no preesforzado, a los ductos de postensado y accesorios de los extremos, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.2 ó se requiera protección especial contra el fuego:

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él ..... 70 mm

(b) Concreto en contacto permanente con el suelo o a la intemperie:
- Paneles de muros y losas ..... 25 mm
- Viguetas ..... 25 mm
- Otros elementos ..... 40 mm

(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:
- Paneles de muros y losas ..... 20 mm
- Vigas y columnas:
  - Refuerzo principal ..... 40 mm
  - Estribos y espirales ..... 25 mm
- Cáscaras y losas plegadas:
  - Barras de 5/8" y menores ..... 10 mm
  - Mallas electrosoldadas ..... 10 mm
  - Otros refuerzos ..... db, pero no menos de 20 mm

7.7.3 Concreto prefabricado (fabricado bajo condiciones de control de planta)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado y no preesforzado, a los ductos y accesorios extremos, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.1 ó se requiera protección especial contra el fuego:

(a) Concreto expuesto al suelo o a la intemperie:
- Paneles de muros:
  - Barras 1 11/16" y 2 1/4" ..... 40 mm
  - Tendones de preesforzado mayores de 1 1/2" ..... 40 mm
  - Barras de 1 3/8" y menores ..... 20 mm
  - Tendones de preesforzado de 1 1/2" de diámetro y menores ..... 20 mm
  - Mallas electrosoldadas ..... 20 mm
- Otros elementos:

SENCICO

Barras 1 11/16" y 2 1/4" ..... 50 mm
Tendones de preesforzado mayores de 1 1/2" ..... 50 mm
Barras de 3/4" a 1 3/8" ..... 40 mm
Tendones de preesforzado mayores de 5/8" de diámetro y hasta 1 1/2" de diámetro ..... 40 mm
Barras Nº 5/8" y menores ..... 30 mm
Tendones de preesforzado de 5/8" de diámetro y menores ..... 30 mm
Mallas electrosoldadas ..... 30 mm

(b) Concreto no expuesto a la acción de la intemperie ni en contacto con el suelo:

- Losas, muros, viguetas:
  Barras 1 11/16" y 2 1/4" ..... 30 mm
  Tendones de preesforzado mayores de 1 1/2" de diámetro ..... 30 mm
  Tendones de preesforzado de 1 1/2" de diámetro y menores ..... 20 mm
  Barras de 1 3/8" y menores ..... 16 mm
  Mallas electrosoldadas ..... 16 mm
- Vigas, columnas:
  Refuerzo principal ..... *db*, pero no menor de 16 mm sin necesidad de exceder de 40 mm
  Estribos y espirales ..... 10 mm
- Cáscaras y losas plegadas:
  Tendones de preesforzado ..... 20 mm
  Barras de 3/4" y mayores ..... 16 mm
  Barras No. 5/8" y menores ..... 10 mm
  Mallas electrosoldadas ..... 10 mm

7.7.4 Paquetes de barras

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

7.7.5 Ambientes corrosivos

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

7.7.5.2 Para elementos de concreto preesforzado expuestos a medios corrosivos o a otras condiciones severas de exposición, y que se encuentran clasificadas como Clase T en el Capítulo 18, el recubrimiento mínimo para el refuerzo preesforzado deberá incrementarse en 50%. Este requisito puede obviarse si la zona precomprimida de tracción no se encuentra en tracción bajo la acción de las cargas permanentes.

7.7.6 Ampliaciones futuras

El refuerzo expuesto, los insertos y las platinas que se pretendan unir a ampliaciones futuras deben protegerse adecuadamente contra la corrosión.

7.8 DETALLES ESPECIALES DEL REFUERZO PARA COLUMNAS

7.8.1 Barras dobladas por cambio de sección

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

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

7.8.1.2 Las partes de la barra que estén por encima y por debajo de la zona del doblez deben ser paralelas al eje de la columna.

SENCICO

7.8.1.3 Debe proporcionarse soporte horizontal adecuado a la barra doblada por medio de estribos transversales, espirales, o porciones del sistema de entrepiso. El soporte horizontal debe diseñarse para resistir 1,5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra. Los estribos transversales o espirales, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de doblado.

7.8.1.4 Las barras se deben doblar antes de su colocación en el encofrado. Véase 7.3.

7.8.1.5 Cuando la cara de una columna está desalineada 75 mm o más por cambio de sección, las barras longitudinales no se deben doblar. Se deben proporcionar espigas (*dowels*) empalmados por traslape con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna. Los empalmes por traslape deben cumplir con lo especificado en 12.17.

7.8.2 Núcleos de acero

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

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

7.8.2.2 La capacidad de transferencia de carga por apoyo de contacto en los empalmes de los extremos se debe considerar como máximo igual a un 50% del esfuerzo total de compresión en el núcleo de acero.

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

7.8.2.4 La base de la sección de acero estructural debe diseñarse de manera que transmita la carga total de todo el elemento compuesto a la zapata. Alternativamente, la base se puede diseñar para que transmita únicamente la carga del núcleo de acero, siempre y cuando se disponga de una amplia sección de concreto capaz de transferir a la zapata la porción de la carga total soportada por la sección de concreto reforzado, por medio de compresión en el concreto y por refuerzo de acero.

7.9 CONEXIONES

7.9.1 En las conexiones de las columnas y las vigas de pórticos debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.

7.9.2 El confinamiento en las conexiones debe consistir en estribos cerrados o espirales.

7.10 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN

7.10.1 El refuerzo transversal de elementos a compresión debe cumplir con las disposiciones de 7.10.4 ó 7.10.5. Cuando se requiere refuerzo por cortante o por torsión, este debe cumplir también con las disposiciones del Capítulo 11.

7.10.2 El refuerzo transversal de elementos compuestos sometidos a compresión debe cumplir con lo establecido en 10.16. El refuerzo transversal para los tendones de presfuerzo debe cumplir con los requisitos del Capítulo 18.

7.10.3 Los requisitos para el refuerzo transversal de 7.10, 10.16 y del Capítulo 18 pueden ser omitidos cuando los ensayos y el análisis estructural muestren una adecuada resistencia y factibilidad de construcción.

7.10.4 Espirales

El refuerzo en espiral para elementos a compresión debe cumplir con 10.9.3 y con lo siguiente:

SENCICO

7.10.4.1 Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.

7.10.4.2 Para elementos construidos en obra, el diámetro de las barras utilizadas en espirales no debe ser menor de 8 mm para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro

7.10.4.3 El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no debe exceder de 75 mm ni ser menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.

7.10.4.4 El anclaje de la espiral debe consistir en 1,5 vueltas adicionales de la barra o alambre en cada extremo de la espiral.

7.10.4.5 El refuerzo en espiral debe empalmarse, si se requiere, por alguno de los siguientes métodos:

(a) Empalme por traslape no menor que 300 mm ni menor a lo indicado a continuación:

1) barra o alambre corrugado sin recubrimiento ..... 48 *db*
2) barra o alambre liso sin recubrimiento ..... 72 *db*
3) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico ..... 72 *db*
4) barras o alambres lisos sin recubrimiento con un gancho estándar de estribo según 7.1.3 en sus extremos empalmados por traslape (los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral)..... 48 *db*
5) barras o alambres corrugados recubiertos con epóxico con un gancho estándar de estribo según 7.1.3 en sus extremos empalmados por traslape (los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral)..... 48 *db*

(b) Empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.14.3.

7.10.4.6 Las espirales deben extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado.

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

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

7.10.4.9 Las espirales deben mantenerse firmemente colocadas y bien alineadas.

7.10.5 Estribos

Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:

7.10.5.1 Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro y para los paquetes de barras. Se permite el uso de alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

7.10.5.2 El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, 48 veces el diámetro de la barra o alambre de los estribos ni la menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.

7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135º y ninguna barra longitudinal esté separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

SENCICO

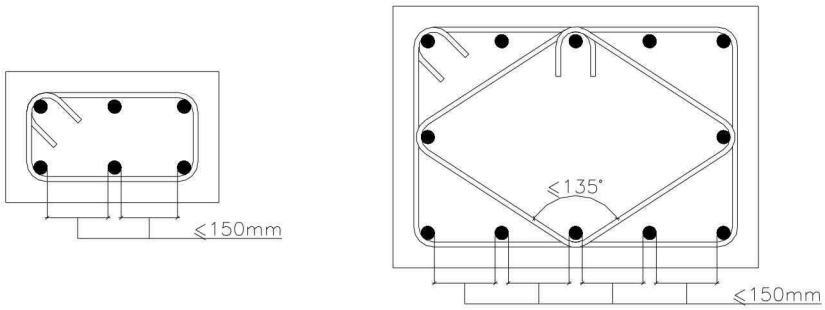


Fig. 7.10.5.3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral.

7.10.5.4 La distancia vertical entre el primer estribo y la parte superior de la zapata, viga o losa no debe ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos. La distancia vertical entre el último estribo y el refuerzo horizontal más bajo de la viga, ábaco o losa superior no debe ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos.

7.10.5.5 Cuando concurran vigas o ménsulas en las cuatro caras de una columna, se permite colocar el último estribo a no más de 75 mm debajo del refuerzo más bajo de la viga o ménsula de menor altura.

7.10.5.6 Cuando se coloquen pernos de anclaje en los extremos de las columnas o pedestales, los pernos deben estar circundados por refuerzo lateral que también rodee al menos cuatro barras verticales de la columna o pedestal. El refuerzo transversal debe distribuirse dentro de 125 mm medidos desde el parte superior de la columna o pedestal y debe consistir en al menos dos barras de 1/2" o tres barras de 3/8".

7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN

7.11.1 El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5 o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Los estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo en compresión.

7.11.2 El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

7.11.3 Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslape Clase B (longitud de traslape de $1,3\ell d$) o anclándolas de acuerdo con 12.13.

7.12 REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Este refuerzo deberá disponerse de acuerdo a lo indicado en 9.7.

7.13 REQUISITOS PARA LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

La integridad total de una estructura se puede mejorar significativamente introduciendo algunos detalles adicionales en el refuerzo. La intención de 7.13 es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras, de modo que, en el caso de daño en un elemento estructural o de una carga anormal, el daño resultante en la estructura pueda limitarse a un área relativamente pequeña y como consecuencia, la estructura tenga una mayor posibilidad de mantener la estabilidad global.

7.13.1 El detallado del refuerzo y conexiones, debe ser tal que los elementos de la estructura queden eficazmente unidos entre sí para garantizar la integridad de toda la estructura.

7.13.2 Para estructuras construidas en obra, los siguientes requisitos deben constituir los mínimos exigibles:

SENCICO

7.13.2.1 En la construcción de viguetas, al menos una barra de la parte inferior debe ser continua o debe empalmarse por traslape con un empalme por traslape de tracción Clase A o un empalme mecánico o soldado que cumpla con 12.14.3 y debe terminar con un gancho estándar en los apoyos no continuos.

7.13.2.2 Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo corrido consistente en:

(a) Al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, compuesto por un mínimo de dos barras.

(b) Al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras.

El refuerzo longitudinal debe estar confinado por estribos con ganchos a 135º. Véase 7.1.3.c. No es necesario continuar los estribos a través del nudo.

7.13.2.3 Cuando se requieran empalmes por traslape para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslape cerca de o en la mitad del tramo y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslape cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslape deben ser empalmes de tracción Clase A, o empalmes mecánicos o soldados que satisfagan los requisitos de 12.14.3.

7.13.2.4 En vigas distintas a las del perímetro, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras, debe ser continuo o debe empalmarse por traslape sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase A o con un empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.14.3 y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

7.13.2.5 Para la construcción de losas en dos direcciones, véase 13.3.8.4.

7.13.3 Para construcciones de concreto prefabricado, deben proporcionarse amarres de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical y alrededor del perímetro de la estructura, para unir efectivamente los elementos. Deben aplicarse las disposiciones de 16.5.

SENCICO

CAPÍTULO 8
ANÁLISIS Y DISEÑO — CONSIDERACIONES GENERALES

8.1 MÉTODOS DE DISEÑO

8.1.1 Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño (ϕRn) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia, ϕ, especificados en el Capítulo 9.

Se comprobará que la respuesta de las elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, fatiga, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio.

8.2 CARGAS

8.2.1 Las estructuras deberán diseñarse para resistir todas las cargas que puedan obrar sobre ella durante su vida útil.

8.2.2 Las cargas serán las estipuladas en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas, con las reducciones de sobrecarga que en ella se permiten, y las acciones sísmicas serán las prescritas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.

8.2.3 Deberá prestarse especial atención a los efectos ocasionados por el preesforzado, las cargas de montaje y construcción, cargas de puentes grúa, vibración, impacto, retracción, variaciones de temperatura, flujo plástico, expansión de concretos de retracción compensada y asentamientos diferenciales de los apoyos.

8.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

8.3.1 Todos los elementos estructurales deberán diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas amplificadas, determinados por medio del análisis estructural, suponiendo una respuesta lineal elástica de la estructura, excepto cuando se modifiquen los momentos flectores de acuerdo con 8.4. Se permite simplificar el diseño usando las suposiciones indicadas en 8.6 a 8.9.

8.3.2 Excepto para elementos de concreto preesforzado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis estructural para edificaciones con luces, alturas de entrepisos y tipos de construcción convencional.

8.3.3 En pórticos arriostrados lateralmente, para calcular los momentos debidos a cargas de gravedad en las vigas y columnas construidas monolíticamente con la estructura, se podrán considerar empotrados los extremos lejanos de las columnas de ambos entrepisos.

8.3.4 Como alternativa a los métodos de análisis estructural, se permite utilizar para el análisis por cargas de gravedad de vigas continuas, losas armadas en una dirección y vigas de pórticos de poca altura, los siguientes momentos y fuerzas cortantes aproximados, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

(a) Haya dos o más tramos.

(b) Las luces de los tramos sean aproximadamente iguales, sin que la mayor de dos luces adyacentes exceda en más de 20% a la menor.

(c) Las cargas sean uniformemente distribuidas y no existan cargas concentradas. Las cargas uniformemente distribuidas en cada uno de los tramos deben tener la misma magnitud.

(d) La carga viva en servicio no sea mayor a tres veces la carga muerta en servicio.

(e) Los elementos sean prismáticos de sección constante.

(f) Si se trata de la viga de un pórtico de poca altura, este debe estar arriostrado lateralmente para las cargas verticales.

SENCICO

- Momento positivo
  - (a) Tramos extremos
    - El extremo discontinuo no está restringido ..... $(1/11)\ wu\,\ell_n^2$
    - El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo ..... $(1/14)\ wu\,\ell_n^2$
  - (b) Tramos interiores ..... $(1/16)\ wu\,\ell_n^2$

- Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior
  - (a) Dos tramos: ..... $(1/9)\ wu\,\ell_n^2$
  - (b) Más de dos tramos: ..... $(1/10)\ wu\,\ell_n^2$

- Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores..... $(1/11)\ wu\,\ell_n^2$

- Momento negativo en la cara de todos los apoyos para losas con luces que no excedan de 3 m y vigas en las cuales el cociente entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del tramo: ..... $(1/12)\ wu\,\ell_n^2$

- Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos construidos monolíticamente con sus apoyos:
  - Cuando el apoyo es una viga de borde: ..... $(1/24)\ wu\,\ell_n^2$
  - Cuando el apoyo es una columna: ..... $(1/16)\ wu\,\ell_n^2$

- Fuerza Cortante
  - Cara exterior del primer apoyo interior: ..... $1.15\,(1/2)\ wu\,\ell_n^2$
  - Caras de todos los demás apoyos: ..... $(1/2)\ wu\,\ell_n^2$

El valor de ℓn es la luz libre del tramo. Para el cálculo de los momentos negativos en las caras de los apoyos interiores, ℓn se tomará como el promedio de las luces libres adyacentes.

8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN ELEMENTOS CONTINUOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

8.4.1 Excepto cuando se empleen métodos aproximados para el cálculo de los momentos flectores, se permite disminuir los momentos amplificados (Mu) - calculados asumiendo comportamiento lineal elástico de la estructura - en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo en cualquier vano de un elemento continuo sometido a flexión, para cualquier distribución de carga supuesta, en no más de:

$$1000\ \varepsilon t \quad \text{(en porcentaje)} \qquad (8\text{-}1)$$

εt es la deformación unitaria neta de tracción en el acero más alejado del borde comprimido de la sección, cuando esta alcanza su resistencia nominal (Mn). La deformación neta excluye las deformaciones unitarias causadas por: el preesfuerzo efectivo, el flujo plástico, la retracción de fraguado y la variación de temperatura.

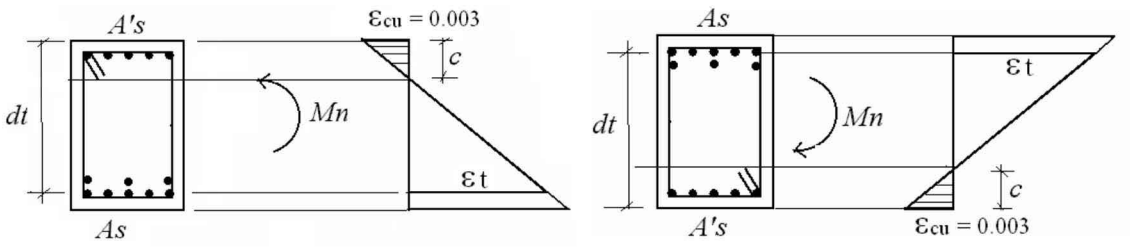


Fig. 8.4.1 Deformación del acero εt para flexión positiva y negativa en una sección rectangular.

8.4.2 La redistribución de los momentos negativos solo podrá hacerse cuando en la sección en la cual se reduce el momento flector, la deformación εt sea mayor a igual a 0,0075.

8.4.3 Los momentos reducidos deberán usarse para la determinación de todas las otras fuerzas de sección a lo largo de todo el vano. El equilibrio estático debe mantenerse luego de la redistribución, para cada distribución de carga supuesta.

8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE

8.5.1 Para concretos de peso unitario wc comprendido entre 1450 y 2500 kg/m^3, el módulo de elasticidad, Ec, para el concreto puede tomarse como:

$$Ec = (wc)^{1,5}\ 0,043\sqrt{f'c} \quad \text{(en MPa)} \qquad (8\text{-}2)$$

8.5.2 Para concretos de peso unitario normal ($wc \approx 2300$ kg/m³), Ec, puede tomarse como:

$$Ec = 4700\ \sqrt{f'c} \quad \text{(en MPa)} \qquad (8\text{-}3)$$

8.5.3 Pueden usarse otros valores de Ec que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio.

8.5.4 En ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:

$$G = \frac{Ec}{2,3} \qquad (8\text{-}4)$$

8.5.5 El módulo de elasticidad, Es, para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200 000 MPa.

8.5.6 El módulo de elasticidad, Ep, para el acero de preesforzado deberá determinarse mediante ensayos o será suministrado por el fabricante.

8.6 RIGIDEZ

8.6.1 Se permite adoptar cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entrepisos y cubierta. Las suposiciones que se hagan deberán ser consistentes en todo el análisis.

En vigas T, la sección bruta incluirá los anchos de las especificados en 8.10.

8.6.2 El efecto de las cartelas deberá ser considerado en el análisis y diseño de los elementos de sección variable.

8.7 LONGITUD DEL VANO

8.7.1 La luz de los elementos que no estén construidos monolíticamente con sus apoyos deberá considerarse como la luz libre más el peralte del elemento, sin exceder la distancia entre los centros de los apoyos.

8.7.2 En el análisis estructural de pórticos o elementos continuos para determinar los momentos flectores, la luz debe considerarse como la distancia entre los centros de los apoyos.

8.7.3 Las vigas construidas monolíticamente con sus apoyos se podrán diseñar usando los momentos reducidos a la cara de los apoyos.

8.7.4 Las losas macizas o nervadas construidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 3 m, podrán ser analizadas como losas continuas sobre apoyos simples con luces iguales a las luces libres.

SENCICO

8.8 COLUMNAS

8.8.1 Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas amplificadas de todos los pisos, y el momento máximo debido a las cargas amplificadas, considerando la carga viva actuando en solo uno de los tramos adyacentes del piso o techo bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación (excentricidad) entre el momento y carga axial.

8.8.2 En pórticos o en elementos continuos deberá prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de los pisos, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas.

8.9 DISPOSICIÓN DE LA CARGA VIVA

8.9.1 Para la determinación de los momentos flectores y fuerzas cortantes en las vigas y columnas ocasionados por las cargas de gravedad en pórticos arriostrados lateralmente, se permitirá utilizar el modelo simplificado indicado en 8.3.3.

8.9.2 Se permite suponer que la disposición de las cargas está limitada a las combinaciones siguientes:

(a) Carga muerta amplificada en todos los tramos con la carga viva amplificada en dos tramos adyacentes.

(b) Carga muerta amplificada en todos los tramos con la carga viva amplificada en tramos alternados.

8.10 DISPOSICIONES PARA VIGAS T

8.10.1 Para que una sección de concreto armado pueda considerarse como viga T, las alas y el alma deberán construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidas entre sí.

8.10.2 El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder de la cuarta parte de la luz libre de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

(a) Ocho veces el espesor de losa.

(b) La mitad de la distancia libre a la siguiente alma

8.10.3 Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

(a) La doceava parte de la luz libre de la viga.

(b) Seis veces el espesor de la losa.

(c) La mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

8.10.4 En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala una área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de la mitad del ancho del alma y un ancho efectivo no mayor de cuatro veces el ancho del alma.

8.10.5 Cuando el refuerzo principal por flexión en una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las losas nervadas) sea paralelo a la viga, se debe disponer de refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con lo siguiente:

(a) El refuerzo transversal se debe diseñar para resistir la carga amplificada que actúa sobre el ala suponiendo que esta trabaja en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T, sólo es necesario considerar el ancho sobresaliente efectivo del ala.

(b) El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de cinco veces el espesor de la losa ni de 400 mm

SENCICO

8.11 DISPOSICIONES PARA LOSAS NERVADAS

8.11.1 Las losas nervadas consisten en una combinación monolítica de nervios o viguetas regularmente espaciados y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.

8.11.2 El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm y debe tener una altura no mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.

8.11.3 El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.

8.11.4 Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones de 8.11.1 a 8.11.3, deben diseñarse como losas y vigas comunes.

8.11.5 El espesor de la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50 mm.

8.11.6 La losa debe llevar refuerzo perpendicular a los nervios diseñado para resistir la flexión, considerando las cargas concentradas si las hubiera, pero no menor que el que se estipula en 9.7.

8.11.7 Cuando se requiera embeber ductos o tuberías en la losa según lo permitido en 6.3, el espesor de ésta en cualquier punto deberá ser, como mínimo, 25 mm mayor que la altura total del ducto o tubería. Se deberán considerar refuerzos o ensanches de los nervios o viguetas en caso que estos ductos o tuberías afecten a la resistencia del sistema.

8.11.8 La resistencia a la fuerza cortante Vc proporcionada por el concreto de las nervaduras podrá ser considerada 10% mayor a la prevista según lo señalado en el Capítulo 11 de esta Norma. Adicionalmente, podrá incrementarse la resistencia al corte disponiendo armadura por corte o ensanchando los nervios o viguetas en las zonas críticas.

8.12 ACABADO DE LOS PISOS, REVESTIMIENTOS, ESPESOR DE DESGASTE

8.12.1 Los acabados de los pisos (falso piso o sobrelosa) no deben considerarse como parte de la sección resistente del elemento estructural, a menos que se coloquen monolíticamente con la losa o que se diseñen como un elemento compuesto según lo indicado en el Capítulo 17. Si se utilizan los acabados de piso como parte de la sección resistente, estos no deberán estar expuestos a desgaste o deterioro.

8.12.2 En superficies expuestas a abrasión, tal como la que produce el tránsito intenso, no se tomará en cuenta como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se le asignará una dimensión no menor de 10 mm, salvo que la superficie expuesta se endurezca mediante algún tratamiento.

SENCICO

CAPÍTULO 9
REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO

9.1 GENERALIDADES

9.1.1 Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones ***resistencias de diseño*** (ϕRn) por lo menos iguales a las ***resistencias requeridas*** (Ru), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi\, Rn \geq Ru$$

9.1.2 Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio.

PARTE 1 - REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

9.2 RESISTENCIA REQUERIDA

9.2.1 La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1{,}4\ CM + 1{,}7\ CV \qquad (9\text{-}1)$$

9.2.2 Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (CVi), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1{,}25\ (\ CM\ +\ CV\ \pm\ CVi\ ) \qquad (9\text{-}2)$$

$$U = 0{,}9\ CM\ \pm\ 1{,}25\ CVi \qquad (9\text{-}3)$$

9.2.3 Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1{,}25\ (CM\ +\ CV)\ \pm\ CS \qquad (9\text{-}4)$$

$$U = 0{,}9\ CM\ \pm\ CS \qquad (9\text{-}5)$$

9.2.4 No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

9.2.5 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1{,}4\ CM\ +\ 1{,}7\ CV\ +1{,}7\ CE \qquad (9\text{-}6)$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0{,}9\ CM\ +\ 1{,}7\ CE \qquad (9\text{-}7)$$

9.2.6 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, además de los indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1{,}4\ CM\ +\ 1{,}7\ CV\ +\ 1{,}4\ CL \qquad (9\text{-}8)$$

9.2.7 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, éstas deberán incluirse en la carga viva (CV).

9.2.8 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de las cargas de nieve o granizo, éstas deberán considerarse como cargas vivas (CV).

9.2.9 Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción compensada o cambios de temperatura, la resistencia requerida, además de lo indicado en 9.2.1, deberá será como mínimo:

$$U = 1{,}05\ CM\ +\ 1{,}25\ CV\ +\ 1{,}05\ CT \qquad (9\text{-}9)$$

SENCICO

$$U = 1{,}4\,CM + 1{,}4\,CT \qquad (9\text{-}10)$$

9.2.10 Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida, la expansión de concretos de retracción compensada o cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante la vida útil de la estructura.

9.2.11 Para el diseño de zonas de anclaje de tendones de postensado, se aplicará un factor de carga de 1,2 a la fuerza máxima aplicada por el gato.

9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

9.3.1 Las resistencias de diseño (ϕRn) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificados a continuación.

9.3.2 El factor de reducción de resistencia, ϕ, debe ser el especificado en 9.3.2.1 a 9.3.2.8:

9.3.2.1 Flexión sin carga axial…… 0,90

9.3.2.2 Carga axial y carga axial con flexión:

(a) Carga axial de tracción con o sin flexión…… 0,90

(b) Carga axial de compresión con o sin flexión:

Elementos con refuerzo en espiral según 10.9.3…….. 0,75

Otros elementos…… 0,70

Para elementos en flexocompresión ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0,90 en la medida que ϕPn disminuye desde $0{,}1\,f'c\,Ag$ ó ϕPb, el que sea menor, hasta cero.

9.3.2.3 Cortante y torsión…… 0,85

9.3.2.4 Aplastamiento en el concreto (excepto para las zonas de anclajes de postensado)…. 0,70

9.3.2.5 Zonas de anclaje de postensado…… 0,85

9.3.2.6 Las secciones en flexión en los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón (*strand*) es menor que la longitud de desarrollo, como se establece en 12.9.1.1:

(a) Desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia…… 0,75

(b) Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de desarrollo, ϕ puede incrementarse linealmente desde 0,75 hasta 0,9.

Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento, se debe asumir que el embebido del torón se inicia en el extremo de la longitud no adherida (véase también 12.9.3).

9.3.2.7 Las longitudes de desarrollo especificadas en el capítulo 12 no requieren de un factor ϕ.

9.3.2.8 En el Capítulo 22, concreto estructural simple, ϕ debe ser 0,65 para flexión, compresión, cortante y aplastamiento.

9.4 RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO ESTRUCTURAL

9.4.1 Para el concreto estructural, $f'c$ no debe ser inferior a 17 MPa, salvo para concreto estructural simple (véase 22.2.4). No se establece un valor máximo para $f'c$ salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica de esta Norma (véase 21.3.2).

SENCICO

9.5 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA EL REFUERZO

9.5.1 Los valores de fy y fyt usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 MPa, excepto para los aceros de preesforzado, para los refuerzos transversales en espiral en 10.9.3, el refuerzo por cortante y torsión (véase 11.5.2 y 11.6.3.4). Para los elementos con responsabilidad sísmica, véase 21.3.3.

PARTE 2 - REQUISITOS GENERALES DE SERVICIO

Para estimar los esfuerzos en el acero y el concreto producidos por las acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento actuante en servicio es menor que el momento asociado con el agrietamiento por flexión de la sección, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero de refuerzo. Si el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento se utilizarán las propiedades de la sección agrietada transformada, despreciando el aporte del concreto en la zona de tracción.

9.6 CONTROL DE DEFLEXIONES

9.6.1 Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura bajo condiciones de servicio.

9.6.2 Elementos reforzados en una dirección (no preesforzados)

9.6.2.1 Los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones, que se señalan en la Tabla 9.1 pueden utilizarse como referencia en elementos armados en una dirección (aligerados, losas macizas y vigas) que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas del elemento estructural. Estos límites pueden obviarse si el cálculo de las deflexiones demuestra que es posible utilizar un espesor menor sin provocar efectos adversos.

TABLA 9.1
PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Notas:

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2300 Kg/m^3) y refuerzo con fy igual a 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

(a) Para concreto liviano estructural con densidad dentro del rango de 1450 a 1900 Kg/m^3, los valores de la tabla deben multiplicarse por (1,65 – 0,0003 wc), pero no menos de 1,09

(b) Para fy distinto de 420 MPa, los valores de la Tabla deben multiplicarse por (0,4 + fy / 700).

9.6.2.2 Cuando se calculen las deflexiones, aquéllas que ocurran inmediatamente con la aplicación de la carga, deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del elemento.

9.6.2.3 A menos que se haga un análisis más completo o que se disponga de datos experimentales confiables para evaluar la rigidez a flexión del elemento ($Ec\ Ie$), la deflexión inmediata para elementos de concreto de peso normal podrá calcularse con el módulo de elasticidad del concreto especificado en 8.5 y con el momento de inercia efectivo de la sección transformada agrietada (Ie). Cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda el momento de agrietamiento (Mcr), podrá usarse el momento de inercia de la sección no agrietada (Ig).

El momento de agrietamiento de la sección se calculará mediante:

$$Mcr = \frac{fr\ Ig}{Yt} \qquad (9\text{-}11)$$

donde fr es la resistencia del concreto a tracción por flexión (Módulo de Rotura) que a falta de información experimental confiable podrá considerarse, para concretos de peso normal, como:

$$fr = 0,62\sqrt{f'c} \qquad (9\text{-}12)$$

Cuando se use concreto con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las modificaciones siguientes:

(a) Cuando el valor de fct (*split test*) esté especificado y la dosificación del concreto esté de acuerdo con 5.2, fr debe modificarse sustituyendo $\sqrt{f'c}$ por 1,8 fct, pero el valor de 1,8 fct utilizado no debe exceder de $\sqrt{f'c}$.

(b) Cuando no se especifique fct, fr debe multiplicarse por 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes, y por 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal. Se permite interpolar linealmente si se usa una sustitución parcial de la arena.

Para el cálculo del momento de inercia de la sección transformada agrietada (Ie), cuando exista acero en compresión, se podrá utilizar una relación modular de $2n$ ($n = Es / Ec$) para la transformación del acero en compresión a concreto equivalente.

9.6.2.4 El cálculo de las deflexiones se hará suponiendo que la rigidez en flexión del elemento ($Ec\ Ie$) es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia efectivo será un promedio ponderado calculado e acuerdo a:

(a) En elementos continuos en ambos extremos:

$$Ie \text{ promedio } = (\ Ie1 + Ie2 + 2\ Ie3\ ) / 4 \qquad (9\text{-}13)$$

donde $Ie1$ y $Ie2$ son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y $Ie3$ es el momento de inercia de la sección central del tramo.

(b) Si el tramo sólo es continuo en un extremo:

$$Ie \text{ promedio } = (\ Ie2 + 2\ Ie3\ ) / 3 \qquad (9\text{-}14)$$

donde $Ie2$ es el momento de inercia en la sección en el extremo continuo y $Ie3$ es el momento de inercia en la sección central del tramo.

(c) Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central.

(d) Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

SENCICO

9.6.2.5 A menos que se haga un análisis más completo, la deflexión diferida o adicional en el tiempo, resultante del flujo plástico del concreto y de la retracción de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuará permanentemente) por el factor $\lambda\Delta$.

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\,\rho'} \qquad (9\text{-}15)$$

donde ρ' es la cuantía del acero en compresión calculado en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. Puede tomarse ξ, el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, igual a:

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

Para otras duraciones de las cargas sostenidas, se podrá usar el gráfico a que se presenta a continuación.

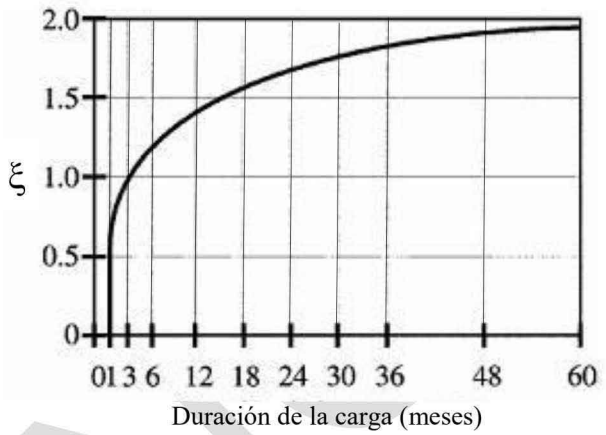


Fig. 9.6.2.5 Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas.

9.6.2.6 La deflexión calculada de acuerdo con 9.6.2.2 a 9.6.2.5 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 9.2

SENCICO

TABLA 9.2
DEFLEXIÓNES MÁXIMAS ADMISIBLES

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 180$ *
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell / 480$ ‡
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell / 240$ §

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje de las aguas.

† Las deflexiones a largo plazo se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

9.6.3 Elementos reforzados en dos direcciones (no preesforzados)

9.6.3.1 El numeral 9.6.3 tiene prioridad con relación al espesor mínimo de losas u otros elementos reforzados en dos direcciones diseñados de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 13 y que se ajusten a los requisitos de 13.6.1.2. El espesor de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de 9.6.3.2 ó 9.6.3.4. El espesor de las losas con vigas que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos debe satisfacer los requisitos de una de 9.6.3.3 ó 9.6.3.4.

9.6.3.2 El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido en la Tabla 9.3 y no debe ser inferior que los siguientes valores:

(a) Losas sin ábacos como se definen en 13.2.6..... 125 mm

(b) Losas con ábacos como se definen en 13.2.6..... 100 mm

SENCICO

TABLA 9.3
ESPESORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES*

fy MPa †	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde §		Sin vigas de borde	Con vigas de borde §	
280	$\frac{\ell n}{33}$	$\frac{\ell n}{36}$	$\frac{\ell n}{36}$	$\frac{\ell n}{36}$	$\frac{\ell n}{40}$	$\frac{\ell n}{40}$
420	$\frac{\ell n}{30}$	$\frac{\ell n}{33}$	$\frac{\ell n}{33}$	$\frac{\ell n}{33}$	$\frac{\ell n}{36}$	$\frac{\ell n}{36}$
520	$\frac{\ell n}{28}$	$\frac{\ell n}{31}$	$\frac{\ell n}{31}$	$\frac{\ell n}{31}$	$\frac{\ell n}{34}$	$\frac{\ell n}{34}$

* Para construcción en dos direcciones, ℓn , es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos en losas sin vigas y entre caras de las vigas, para losas con vigas u otros apoyos en otros casos.

† Para fy entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

‡ Ábaco, como se define en 13.2.6.

§ Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de αf para la viga de borde no debe ser menor que 0,8.

9.6.3.3 El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

(a) Para $\alpha fm \leq 0,2$; se aplican las disposiciones de 9.6.3.2.

(b) Para $0,2 < \alpha fm < 2,0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 5\beta \left(\alpha fm - 0,2 \right)} \qquad (9\text{-}16)$$

pero no menor que 125 mm.

(c) Para $\alpha fm > 2,0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \qquad (9\text{-}17)$$

pero no menor que 90 mm.

(d) En los bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez αf no menor de 0,80, o bien aumentar el espesor mínimo requerido por las ecuaciones (9-16) ó (9-17), por lo menos un 10% en el panel que tenga un borde discontinuo.

El término ℓn en (b) y (c) corresponde a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas. El término β en (b) y (c) corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta del paño.

9.6.3.4 Pueden utilizarse espesores de losas menores que los mínimos requeridos en 9.6.3.1, 9.6.3.2 y 9.6.3.3 cuando las deflexiones calculadas no exceden los límites de la Tabla 9.2. Las deflexiones deben calcularse tomando en cuenta el tamaño y la forma del panel, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes de la losa. El módulo

SENCICO

de elasticidad del concreto, Ec, debe ser el especificado en 8.5. El momento de inercia efectivo, Ie, debe ser el obtenido como se indica en 9.6.2.4. Se permite emplear otros valores si los resultados del cálculo de la deflexión concuerdan razonablemente con los resultados de ensayos de alcance apropiado. La deflexión adicional a largo plazo debe calcularse de acuerdo con 9.6.2.5.

9.6.4 Elementos de concreto preesforzado

9.6.4.1 Para elementos a flexión diseñados de acuerdo con el Capítulo 18, las deflexiones inmediatas deben ser calculadas por los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, y se permite utilizar el momento de inercia de la sección total de concreto, Ig, para los elementos a flexión Clase U, como se define en 18.3.3.

9.6.4.2 Como se define en 18.3.3, para los elementos en flexión Clase T, los cálculos de las deflexiones deben basarse en un análisis de la sección agrietada transformada. Se permite que los cálculos se basen en una relación momento-deflexión bilineal o en un momento efectivo de inercia, Ie, como se define en 9.6.2.4.

9.6.4.3 La deflexión adicional a largo plazo en elementos de concreto preesforzado debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos del flujo plástico y la retracción del concreto, así como la relajación del acero.

9.6.4.4 La deflexión calculada de acuerdo con 9.6.4.1 ó 9.6.4.2, y 9.6.4.3 no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 9.2.

9.6.5 Elementos compuestos

9.6.5.1 Elementos apuntalados

Si los elementos compuestos sometidos a flexión se apoyan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga muerta es soportada por la sección compuesta total, el elemento compuesto se puede considerar equivalente a un elemento construido monolíticamente para el cálculo de la deflexión. En elementos no preesforzados, la parte en compresión del elemento determina si se usan los valores de la Tabla 9.1 para concreto de peso normal o liviano.

Si se calcula la deflexión, debe tenerse en cuenta la curvatura que resulta de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y construidos en obra, y los efectos del flujo plástico a lo largo el eje del elemento de concreto preesforzado.

9.6.5.2 Elementos sin apuntalar

Si el espesor de un elemento prefabricado no preesforzado sujeto a flexión cumple con los requisitos de la Tabla 9.1, no se requiere calcular la deflexión. Si el espesor de un elemento compuesto no preesforzado cumple con los requisitos de la Tabla 9.1, no se necesita calcular la deflexión que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto; sin embargo, la deflexión a largo plazo del elemento prefabricado debe investigarse en función de la magnitud y duración de la carga antes del inicio efectivo de la acción compuesta.

9.6.5.3 La deflexión calculada de acuerdo con los requisitos de 9.6.5.1 ó 9.6.5.2 no debe exceder de los límites establecidos en la Tabla 9.2.

9.7 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

9.7.1 En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, se deberá proporcionar refuerzo perpendicular a éste para resistir los esfuerzos por retracción del concreto y cambios de temperatura.

9.7.2 La armadura por retracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use.

SENCICO

-	Barras lisas	0,0025
-	Barras corrugadas con fy < 420 MPa	0,0020
-	Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con fy ≥ 420 MPa	0,0018

9.7.3 El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a tres veces el espesor de la losa, sin exceder de 400 mm. En losas nervadas en una dirección (aligerados) donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400 mm.

9.7.4 El refuerzo por contracción y temperatura podrá colocarse en una o en las dos caras del elemento, dependiendo del espesor de éste. En ningún caso el espaciamiento máximo del refuerzo excederá del indicado en 9.7.3.

9.7.5 Cuando los movimientos por contracción y temperatura se encuentren restringidos de manera significativa, deberá considerarse los requisitos de 8.2.3 y 9.2.10.

9.7.6 En todas las secciones donde se requiera la armadura por retracción y temperatura, ésta debe poder desarrollar su esfuerzo de fluencia especificado en tracción de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 12.

9.7.7 El acero de preesfuerzo, que cumpla con 3.5.5, empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe suministrarse de acuerdo a lo siguiente:

(a) El acero debe dimensionarse para que, descontadas las pérdidas de acuerdo a 18.6, produzca un esfuerzo promedio de compresión mínimo de 0,7 MPa sobre el área bruta de concreto.

(b) El espaciamiento entre los tendones no debe exceder de 1,8 m.

(c) Si el espaciamiento entre los tendones excede de 1,4 m se debe colocar armadura adherida adicional de contracción y temperatura, de acuerdo con 9.7.2, entre los tendones en los bordes de la losa. La armadura adicional se extenderá desde los bordes de la losa hasta una distancia igual al espaciamiento entre los tendones.

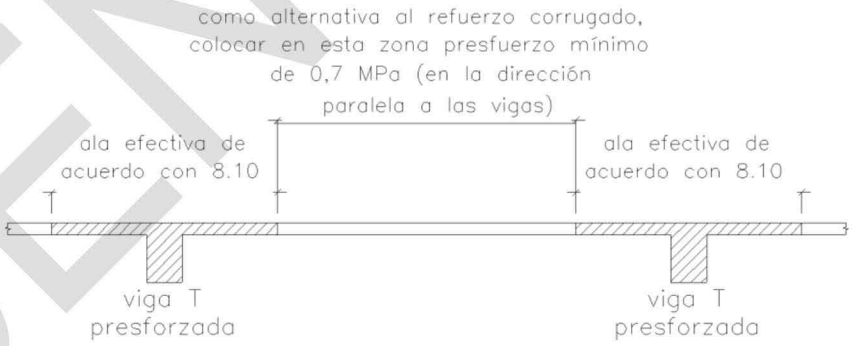


Fig. 9.7.7 Acero de preesfuerzo utilizado como refuerzo de retracción y temperatura en una losa.

9.8 ESPACIAMIENTO MÁXIMO DEL REFUERZO

9.8.1 En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elemento estructural, sin exceder de 400 mm.

9.9 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN. CONTROL DE LA FISURACIÓN

9.9.1 Esta Sección establece los requisitos para la distribución del refuerzo de flexión, con el fin de limitar el agrietamiento por flexión en vigas y losas armadas en una dirección.

9.9.2 La distribución de la armadura por flexión en losas armadas en dos direcciones se hará de acuerdo a lo señalado en 13.3.

SENCICO

9.9.3 El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas en tracción máxima del elemento para controlar el ancho de las grietas por flexión. Su distribución y esfuerzo bajo condiciones de servicio deberá ser tal que permita obtener un valor del parámetro Z menor o igual que 26 KN/mm. El parámetro Z se calculará mediante:

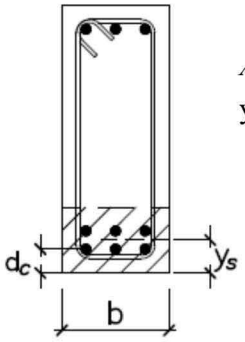
$$Z = fs \sqrt[3]{dc\ Act} \qquad (9\text{-}18)$$

donde fs es el esfuerzo en el acero, en MPa, el cual puede estimarse sobre la base del momento flector en condiciones de servicio Ms, mediante:

$$fs = \frac{Ms}{(0{,}9\ d\ As)} \qquad (9\text{-}19)$$

dc: espesor del recubrimiento (mm) de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

Act: área efectiva del concreto en tracción (mm^2) que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras. Cuando el refuerzo principal de tracción está compuesto por barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre al área de la barra de mayor diámetro.



$Act = 2\ y_s\ b$

$y_s =$ Centroide del refuerzo principal de tracción por flexión

Fig. 9.9.3 Area efectiva de concreto en tracción.

9.9.4 Las disposiciones del 9.9.3 no son suficientes para elementos expuestos a ambientes agresivos ni para obtener elementos impermeables. En tales casos, deberán tomarse precauciones especiales para controlar la fisuración.

9.9.5 Cuando las alas de las vigas T estén sujetas a tracción, una parte del refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse en el ancho efectivo del ala (véase 8.10) o en un ancho igual a 1/10 de la luz del tramo, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de 1/10 de la luz, se debe colocar refuerzo longitudinal en las zonas más externas del ala.

9.9.6 Si el peralte h de una viga o nervadura excede de 900 mm, se deberá colocar armadura (superficial) longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma, en una distancia 0,5 h cercana de la armadura principal de tracción por flexión. El espaciamiento de la armadura *superficial* no excederá del menor de los siguientes valores:

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$s \leq 380\ (250 / fs) - 2{,}5\ Cc \qquad (9\text{-}20)$$

$$s \leq 300\ (250 / fs) \qquad (9\text{-}21)$$

donde Cc es la menor distancia medida desde la superficie del refuerzo, o acero de preesfuerzo, superficial a la cara lateral del elemento y fs es el esfuerzo en el acero principal de flexión calculado con 9-19.

El refuerzo superficial se puede incluir en el cálculo de la resistencia a flexión de la sección únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales.

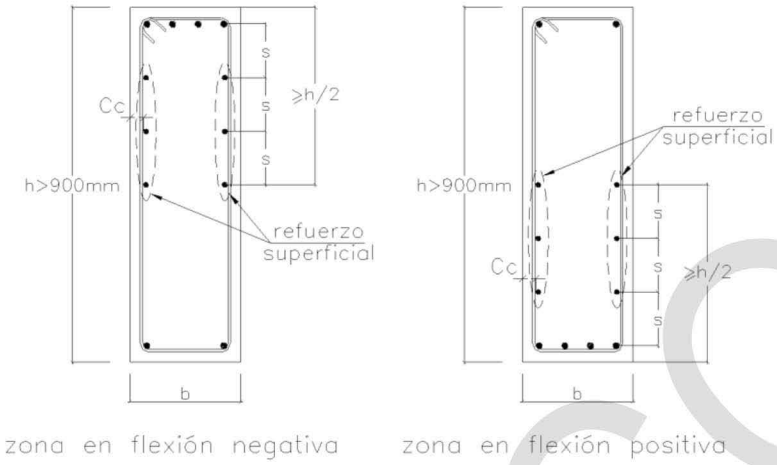


Fig. 9.9.6 Refuerzo superficial en vigas con peralte mayor a 900 mm.

SENCICO

CAPÍTULO 10
FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

10.1 ALCANCE

Las disposiciones del Capítulo 10 se deben aplicar al diseño de elementos sometidos a esfuerzos originados por la flexión o la carga axial, o la combinación de estas.

10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

10.2.1 El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe basarse en las hipótesis dadas en 10.2.2 a 10.2.7, y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

10.2.2 Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran peralte definidas en 10.7.1, debe emplearse un análisis que considere la distribución no lineal de las deformaciones unitarias.

10.2.3 La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ε_{cu}, en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0,003.

10.2.4 El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como Es veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a fy, el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a fy.

10.2.5 La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de 18.4.

10.2.6 La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

10.2.7 El requisito de 10.2.6 se satisface si se asume una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, definida como sigue:

10.2.7.1 Un esfuerzo en el concreto de 0,85 $f'c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal del elemento y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta 1\, c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

10.2.7.2 La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima en compresión al eje neutro, c, se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

10.2.7.3 Para $f'c$ entre 17 y 28 MPa, el factor $\beta 1$ se debe tomar como 0,85. Para $f'c$ mayor o igual a 56 MPa, $\beta 1$ se debe tomar como 0,65. Para $f'c$ entre 28 y 56 MPa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.

10.3 PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

10.3.1 El diseño de las secciones transversales sometidas a flexión, carga axial, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las hipótesis de 10.2.

10.3.2 La condición de falla balanceada se produce en una sección transversal cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a fy al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria máxima utilizable ε_{cu} de 0,003. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

SENCICO

10.3.3 Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para incrementar la resistencia de elementos sometidos a flexión.

10.3.4 En elementos no preesforzados sujetos a flexión o flexocompresión en los cuales ϕPn sea menor que 0,1 $f'c\ Ag$, el refuerzo de acero en tracción no deberá exceder de 0,75 Asb, donde Asb es la cantidad de acero en tracción que produce la falla balanceada en la sección, definida en 10.3.2.

En elementos con refuerzo en compresión, la porción de Asb equilibrada por el refuerzo en compresión no deberá reducirse mediante el factor 0,75 estipulado en el párrafo anterior.

10.3.5 En elementos no preesforzados sujetos a flexión o flexocompresión en los cuales ϕPn sea menor que 0,1 $f'c\ Ag$, puede considerarse alternativamente que el requisito de 10.3.4, relativo a la cantidad máxima de acero en tracción, se cumple cuando la deformación unitaria neta, εt, del acero en tracción más alejado del borde comprimido es mayor o igual a 0.004 (véase la definición de εt en 8.4.1 y la figura 8.4.1). Este criterio es aplicable a secciones de cualquier forma, sin acero de compresión o con él y/o con acero repartido en el alma.

10.3.6 La resistencia de diseño ϕPn de elementos en compresión no debe exceder del valor calculado usando la ecuación (10-1) ó (10-2).

10.3.6.1 Para elementos no preesforzados con refuerzo en espiral que cumplan con 7.10.4 o para elementos compuestos que cumplan con 10.16:

$$\phi Pn\ \max = 0{,}85\ \phi\ Pon = 0{,}85\ \phi\ [0{,}85 f'c\ (Ag - Ast) + fy\ Ast] \qquad (10\text{-}1)$$

10.3.6.2 Para elementos no preesforzados con estribos que cumplan con 7.10.5:

$$\phi Pn\ \max = 0{,}80\ \phi\ Pon = 0{,}80\ \phi\ [0{,}85 f'c\ (Ag - Ast) + fy\ Ast] \qquad (10\text{-}2)$$

10.3.6.3 Para elementos preesforzados, la resistencia de diseño, ϕPn, no debe exceder de 0,85 ϕPon para elementos con refuerzo en espiral y para elementos con estribos no debe exceder de 0,80 ϕPon.

10.3.7 Los elementos sometidos a carga axial de compresión deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. La fuerza axial amplificada Pu, a una excentricidad dada, no debe exceder de la resistencia de diseño especificada en 10.3.6. El momento máximo amplificado Mu debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con 10.10.

10.4 DISTANCIA ENTRE LOS APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.4.1 La separación entre los apoyos laterales de una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho b del ala o cara en compresión.

10.4.2 Deben tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.1 En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta Mcr ($\phi Mn \geq 1{,}2\ Mcr$), donde:

$$Mcr = \frac{fr\ Ig}{Yt} \qquad fr = 0{,}62\ \sqrt{f'c}$$

SENCICO

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$As\,\min = \frac{0,22\sqrt{f'c}}{fy}\,bw\,d \qquad (10\text{-}3)$$

10.5.3 No es necesario satisfacer los requisitos de 10.5.1 y 10.5.2, si en cada sección del elemento el área de acero en tracción proporcionada es al menos un tercio superior a la requerida por análisis.

10.5.4 Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, el acero mínimo en la dirección de la luz debe ser el requerido por 9.7. Cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no sea menor de 0,0012. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni de 400 mm.

10.6 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO DE FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

10.6.1 El refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima de la sección transversal de un elemento, según los requisitos de 9.7, 9.8 y 9.9.

10.7 VIGAS DE GRAN PERALTE

10.7.1 Las vigas de gran peralte son elementos cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta, de manera que se pueden desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los apoyos y tienen:

(a) luz libre, ℓn , igual o menor a cuatro veces el peralte total del elemento, o

(b) regiones con cargas concentradas a una distancia del apoyo menor a dos veces el peralte de la viga.

10.7.2 Las vigas de gran peralte deben ser diseñadas tomando en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones.

10.7.3 El área mínima de refuerzo en tracción, debe cumplir con las disposiciones de 10.5.

10.7.4 Para el anclaje de refuerzo deberá tomarse en cuenta lo especificado en 12.10.6.

10.7.5 Si alguna cara en compresión no tuviera arriostre lateral, deberá revisarse la estabilidad lateral de la viga. La separación máxima entre los apoyos laterales no excederá de lo indicado en 10.4.1.

10.7.6 La resistencia al corte Vn para vigas de gran peralte debe estar de acuerdo con 11.8.

10.7.7 El refuerzo mínimo horizontal y vertical en las caras laterales de vigas de gran peralte debe cumplir con 11.8.8 y 11.8.9.

10.8 DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN

10.8.1 Elementos en compresión aislados con espirales múltiples

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión, con dos o más espirales entrelazadas, deben tomarse a una distancia fuera de los límites extremos de los espirales, igual al recubrimiento mínimo del concreto establecido en 7.7.

10.8.2 Elementos en compresión construidos monolíticamente con muros.

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión con espirales o estribos, construido monolíticamente con un muro o pilar de concreto, no deben tomarse a más de 40 mm fuera de la espiral o estribos de dicho elemento.

SENCICO

10.8.3 Límites de la sección.

Para un elemento en compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de resistencia, se permite emplear un área efectiva reducida Ag, no menor que la mitad del área total, con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia.

10.9 LÍMITES DEL REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

10.9.1 El área de refuerzo longitudinal total, Ast, para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 veces el área total, Ag, de la sección transversal.

10.9.2 El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de cuatro para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, tres para barras dentro de estribos triangulares y seis para barras rodeadas por espirales que cumplan con 10.9.3.

10.9.3 La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, ρs, no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho s = 0,45\left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right)\frac{f'c}{fyt} \qquad (10\text{-}5)$$

el valor de fyt (esfuerzo de fluencia del acero de la espiral) a usar en la ecuación (10-5) no debe ser mayor de 700 MPa. Para fyt mayor de 420 MPa, no deben usarse empalmes traslapados de acuerdo con 7.10.4.5(a).

10.10 EFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN

10.10.1 Excepto en lo permitido en 10.10.2, el diseño de elementos a compresión, vigas de arriostramiento y otros elementos de apoyo, debe estar basado en las fuerzas y momentos amplificados obtenidos a partir de un análisis de segundo orden considerando la no linealidad del material y el agrietamiento, así como también los efectos de la curvatura del elemento y del desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la retracción, el flujo plástico y la interacción con la cimentación.

Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento no deben diferir en más del 10% de las utilizadas para el análisis, de lo contrario debe repetirse el análisis. El procedimiento de análisis debe demostrar que genera predicciones de la resistencia que están de acuerdo de manera sustancial con ensayos representativos de columnas en estructuras estáticamente indeterminadas de concreto reforzado.

10.10.2 Como alternativa al procedimiento indicado en 10.10.1, se permite basar el diseño de elementos a compresión, vigas de arriostramiento y otros elementos de apoyo en las fuerzas axiales y momentos obtenidos a partir de los análisis aproximados descritos en 10.11.

10.11 MOMENTOS MAGNIFICADOS — GENERALIDADES

10.11.1 Las fuerzas axiales amplificadas Pu, los momentos amplificados $M1$ y $M2$ en los extremos de columna y, cuando se requiera, la deriva (desplazamiento lateral relativo) del entrepiso, Δo, deben ser calculadas a través de un análisis estructural elástico de primer orden tomando en cuenta el efecto en las propiedades de la sección de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas. Alternativamente, se permite usar las siguientes propiedades para los elementos estructurales.

(a) Módulo de elasticidad ..... Ec de 8.5.1

(b) Momentos de inercia, I

Vigas ..... 0,35 Ig

Columnas ..... 0,70 Ig

Muros no agrietados ..... 0,70 Ig

Muros agrietados ..... 0,35 Ig

Losas planas sin vigas..... 0,25 Ig

(c) Área ..... Ag

Los momentos de inercia, I, deben dividirse por (1 + βd) cuando actúen cargas laterales sostenidas o para las verificaciones de estabilidad hechas de acuerdo con 10.13.6. Para

pórticos arriostrados, βd es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida amplificada y la máxima fuerza axial amplificada asociada con la misma combinación de carga. Para pórticos no arriostrados excepto lo especificado en 10.13.6, βd es la relación entre el máximo cortante sostenido amplificado del entrepiso y el máximo cortante amplificado en ese mismo entrepiso.

10.11.2 Se puede tomar el radio de giro, r, igual a 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y 0,25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión. Para otras formas, se permite calcular el radio de giro para la sección bruta de concreto.

10.11.3 Longitud no arriostrada de un elemento en compresión

10.11.3.1 La longitud no arriostrada de un elemento en compresión, ℓu , debe tomarse como la distancia libre entre las losas de piso, vigas u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando.

10.11.3.2 Cuando existan capiteles o cartelas en las columnas, ℓu debe medirse hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

10.11.4 Las columnas y entrepisos en una estructura deben ser diseñados como columnas y entrepisos con desplazamiento lateral (no arriostrados) o sin desplazamiento lateral (arriostrados). El diseño de columnas en estructuras o entrepisos arriostrados debe basarse en 10.12. El diseño de columnas en estructuras o entrepisos no arriostrados debe basarse en 10.13.

10.11.4.1 Se permite suponer como arriostrada (sin desplazamiento lateral) una columna dentro de una estructura, si el incremento en los momentos en los extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5% de los mismos momentos calculados con un análisis de primer orden.

10.11.4.2 También se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un entrepiso en la estructura si el índice de estabilidad del entrepiso, Q :

$$Q = \frac{(\Sigma Pu)\,\Delta o}{Vus\ he} \qquad (10\text{-}6)$$

es menor o igual a 0,06. En la ecuación 10-6:

$\sum Pu$: Suma de las cargas amplificadas, muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para el caso de solicitaciones sísmicas $\sum Pu$ debe basarse en la misma fracción de la sobrecarga utilizada para el cálculo de las fuerzas sísmicas laterales.

Δo : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de Primer Orden.

Para el caso de fuerzas laterales de sismo, Δo deberá multiplicarse por 0,75 veces el factor de reducción (R) considerado en la determinación de estas fuerzas tal como se estipula en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

Vus: Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.

he: Altura del entrepiso medida piso a piso.

10.11.5 Ningún elemento en compresión dentro de una estructura tendrá una esbeltez $k\,\ell u / r$ mayor a 100.

10.11.6 Para elementos a compresión sometidos a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento respecto a cada eje debe ser magnificado separadamente sobre la base de las condiciones de restricción correspondientes a dicho eje.

SENCICO

10.12 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

10.12.1 Para elementos a compresión en estructuras sin desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva, k, debe tomarse igual a 1,0, a menos que se demuestre por análisis que se justifica utilizar un valor más bajo. El cálculo de k debe basarse en los valores de Ec e I dados en 10.11.1.

10.12.2 En estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{k\,\ell u}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \qquad (10\text{-}7)$$

En la ecuación 10-7, el término $\left[34 - 12\left(M1/M2\right)\right]$ no debe tomarse mayor que 40. El término $M1/M2$ es positivo si el elemento se flexiona en curvatura simple y negativo si el elemento se flexiona en curvatura doble.

10.12.3 Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada Pu y el momento amplificado Mu, magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, Mc, como sigue:

$$Mc = \delta ns\, M2 \qquad (10\text{-}8)$$

donde:

$$\delta ns = \frac{Cm}{1 - \dfrac{Pu}{0,75\,Pc}} \geq 1,0 \qquad (10\text{-}9)$$

$$Pc = \frac{\pi^2 EI}{\left(k\ \ell u\right)^2} \qquad (10\text{-}10)$$

EI debe tomarse como:

$$EI = \frac{\left(0,2\,Ec\,Ig + Es\,Ise\right)}{1 + \beta d} \qquad (10\text{-}11)$$

Alternativamente:

$$EI = \frac{0,4\,Ec\,Ig}{1 + \beta d} \qquad (10\text{-}12)$$

10.12.3.1 Para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos, Cm debe tomarse como:

$$Cm = 0,6 + 0,4\left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0,4 \qquad (10\text{-}13)$$

donde $M1/M2$ es positivo si la columna se flexiona en curvatura simple. Para elementos con cargas transversales entre sus apoyos, Cm debe tomarse como 1,0.

10.12.3.2 El momento amplificado, $M2$, en la ecuación (10-8) no debe tomarse menor que

$$M2,\min = Pu\ \left(15 + 0,03h\right) \qquad (10\text{-}14)$$

alrededor de cada eje separadamente, donde 15 y h están en mm. Para elementos en los que $M2,\min$ supera a $M2$, el valor de Cm en la ecuación (10-13) debe ser tomado como 1,0 o estar basado en la relación de los momentos calculados para los extremos, dividiendo $M1$ por $M2$.

10.13 MOMENTOS MAGNIFICADOS EN ESTRUCTURAS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL

10.13.1 Para elementos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, el factor de longitud efectiva k debe determinarse usando los valores de Ec e I dados en 10.11.1 y no debe ser menor que 1,0.

SENCICO

10.13.2 Para elementos en compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando $k\ell u/r$ es menor que 22.

10.13.3 Los momentos $M1$ y $M2$ en los extremos de un elemento individual a compresión deben tomarse como:

$$M1 = M1ns + \delta s\ M1s \quad (10\text{-}15)$$

$$M2 = M2ns + \delta s\ M2s \quad (10\text{-}16)$$

donde $\delta s\ M1s$ y $\delta s\ M2s$ deben calcularse de acuerdo con 10.13.4

10.13.4 Cálculo de $\delta s\ Ms$

10.13.4.1 Los momentos magnificados por desplazamiento lateral, $\delta s\ Ms$, son los momentos en los extremos de la columna calculados a través de un análisis elástico de segundo orden basado en las rigideces del elemento dadas en 10.11.1

10.13.4.2 Alternativamente, se permite calcular $\delta s\,Ms$ como

$$\delta s\,Ms = \frac{1}{1-Q}\ Ms \geq Ms \quad (10\text{-}17)$$

Si δs calculado de esta manera es mayor que 1,5 entonces $\delta s\,Ms$ debe calcularse usando 10.13.4.1 (análisis de segundo orden) ó 10.13.4.3.

10.13.4.3 Alternativamente, se puede calcular el momento magnificado, $\delta s\,Ms$, como:

$$\delta s\,Ms = \frac{Ms}{1-\dfrac{\sum Pu}{0,75\sum Pc}} \geq Ms \quad (10\text{-}18)$$

donde $\sum Pu$ es la sumatoria de todas las cargas verticales amplificadas en el entrepiso considerado y $\sum Pc$ es la sumatoria para todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso. Pc se calcula usando la ecuación (10-10) con el valor k de 10.13.1 y el valor para EI obtenido de la ecuación (10-11) o la ecuación (10-12).

10.13.5 Si un elemento individual en compresión cumple con:

$$\frac{\ell u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\dfrac{Pu}{f'c\ Ag}}} \quad (10\text{-}19)$$

éste debe ser diseñado para la fuerza amplificada Pu y el momento Mc calculado usando 10.12.3 en donde $M1$ y $M2$ se calculan de acuerdo con 10.13.3, βd según se definió para la combinación de cargas considerada, y k según lo definido en 10.12.1

10.13.6 Adicionalmente a las combinaciones de carga que incluyen cargas laterales, debe considerarse la resistencia y estabilidad de la estructura como un todo frente a la acción de las cargas gravitacionales amplificadas.

(a) Cuando $\delta s\,Ms$ se calcula a partir de 10.13.4.1, la relación entre la deflexión lateral de segundo orden y la deflexión lateral de primer orden, para carga muerta y carga viva amplificadas más la carga lateral amplificada aplicada a la estructura, no debe exceder de 2,5.

(b) Cuando $\delta s\,Ms$ se calcula a partir de 10.13.4.2, el valor de Q calculado usando $\sum Pu$ para carga muerta y viva amplificadas ($1{,}4\,CM + 1{,}7\,CV$) no debe exceder 0,60.

SENCICO

(c) Cuando $\delta s\, Ms$ se calcula a partir de 10.13.4.3, δs calculado usando $\sum Pu$ y $\sum Pc$ correspondientes a carga muerta y viva amplificadas debe ser positivo y no exceder de 2,5

En (a), (b) y (c) anteriores, βd debe tomarse como la relación entre la máxima carga axial amplificada que actúa en forma permanente y la máxima carga axial amplificada total.

10.13.7 En estructuras con desplazamiento lateral, los elementos a flexión deben diseñarse para los momentos magnificados totales provenientes de los elementos a compresión que concurren al nudo.

10.14 ELEMENTOS CARGADOS AXIALMENTE QUE SOPORTAN SISTEMAS DE LOSAS

Los elementos cargados axialmente que soportan un sistema de losas incluido dentro del alcance de 13.1, deben diseñarse como se dispone en el Capítulo 10 y de acuerdo con los requisitos adicionales del Capítulo 13.

10.15 TRANSMISIÓN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVÉS DE LOSAS DE PISO

Si la resistencia especificada en compresión del concreto, $f'c$, de una columna es 1,4 veces mayor que la del sistema de piso, la transmisión de la carga a través de la losa de piso debe lograrse de acuerdo con alguna de las alternativas especificadas en 10.15.1, 10.15.2 ó 10.15.3.

10.15.1 El concreto de resistencia especificada para la columna deberá vaciarse en el piso en la ubicación de la columna y en un área formada por 600 mm adicionales a cada lado de la cara de la columna. El concreto de la columna debe ser monolítico con el concreto del piso y debe colocarse de acuerdo con 6.4.6 y 6.4.7.

10.15.2 La resistencia de una columna a través de la losa de piso debe basarse en el menor valor de la resistencia del concreto con pasadores verticales (*dowels*) y con espirales, según se requiera.

10.15.3 Para columnas confinadas lateralmente por los cuatro lados con vigas de peralte aproximadamente igual o por losas macizas, se permite basar la resistencia de la columna en una resistencia equivalente del concreto en la conexión de la columna, igual al 75% de la resistencia del concreto de la columna más el 35% de la resistencia del concreto del piso. Al aplicar 10.15.3, la relación entre la resistencia del concreto de la columna y la resistencia del concreto de la losa no debe ser mayor que 2,5 para el diseño.

10.16 ELEMENTOS COMPUESTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

10.16.1 Los elementos compuestos sometidos a compresión deben incluir a todos aquellos elementos que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

10.16.2 La resistencia de elementos compuestos debe calcularse para las mismas condiciones limitantes que se aplican a los elementos comunes de concreto reforzado.

10.16.3 Toda resistencia a la carga axial asignada al concreto de un elemento compuesto debe transmitirse a este mediante ménsulas u otros elementos que se apoyen directamente en el concreto del elemento compuesto.

10.16.4 Toda resistencia a carga axial no asignada al concreto en un elemento compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil estructural, tubería o tubo de acero estructural.

10.16.5 Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro, r, de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por

$$r = \sqrt{\frac{(Ec\, Ig/5) + Es\, Isx}{(Ec\, Ag/5) + Es\, Asx}} \qquad (10\text{-}20)$$

SENCICO

y como alternativa a un cálculo más preciso, EI en la ecuación (10-10) debe tomarse ya sea como lo indica la ecuación (10-11) o por medio de

$$EI = \frac{(Ec\ Ig/5)}{1+\beta d} + Es\ Isx \qquad (10\text{-}21)$$

10.16.6 Núcleo de concreto confinado en acero estructural

10.16.6.1 Para un elemento compuesto con el núcleo de concreto confinado (enfundado) en acero estructural, el espesor del acero de confinamiento no debe ser menor que:

$b\sqrt{\frac{fy}{3\ Es}}$, para cada cara de ancho b

ni que:

$D\sqrt{\frac{fy}{8\ Es}}$, para secciones circulares de diámetro D

10.16.6.2 Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de concreto confinado se utilicen en el cálculo de Asx e Isx.

10.16.7 Refuerzo en espiral alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de concreto reforzado con espiral alrededor de un núcleo de acero estructural debe satisfacer 10.16.7.1 a 10.16.7.5.

10.16.7.1 La resistencia especificada a la compresión, $f'c$, no debe ser menor que la mencionada en 9.4.

10.16.7.2 La resistencia de diseño a la fluencia del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia mínima a la fluencia especificada para el grado del acero estructural usado, pero sin exceder de 350 MPa.

10.16.7.3 El refuerzo en espiral debe cumplir con lo especificado en 10.9.3.

10.16.7.4 La cuantía de las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral no deben ser menor de 0,01 ni mayor de 0,06 veces el área neta de la sección de concreto.

10.16.7.5 Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro de la espiral se consideren en el cálculo de Asx e Isx.

10.16.8 Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de concreto confinado lateralmente por estribos alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con 10.16.8.1 a 10.16.8.8.

10.16.8.1 La resistencia especificada a la compresión, $f'c$, no debe ser menor que la mencionada en 9.4.

10.16.8.2 La resistencia de diseño a la fluencia del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia mínima a la fluencia especificada para el grado de acero estructural usado, pero no debe exceder de 350 MPa.

10.16.8.3 Los estribos transversales deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.

10.16.8.4 Los estribos transversales deben tener un diámetro no menor que 0,02 veces la mayor dimensión lateral del elemento compuesto, excepto que los estribos no deben ser menores de 3/8” y no necesitan ser mayores que 5/8”. Puede emplearse refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente.

SENCICO

10.16.8.5 El espaciamiento vertical entre los estribos transversales no debe exceder de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto, de 48 veces el diámetro de los estribos ni de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.

10.16.8.6 La cuantía de las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos no debe ser menor de 0,01 ni mayor de 0,06 veces al área neta del concreto.

10.16.8.7 Debe colocarse una barra longitudinal en cada esquina de una sección rectangular y adicionalmente barras longitudinales espaciadas a no más de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto.

10.16.8.8 Se permite que las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos se consideren para calcular Asx para resistencia pero no para calcular Isx al evaluar los efectos de esbeltez.

10.17 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

10.17.1 La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder $\phi(0{,}85 f'c\, A1)$ excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada. En este caso se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada se multiplique por $\sqrt{A2 / A1}$, pero no más que 2 (figura 10.17.1).

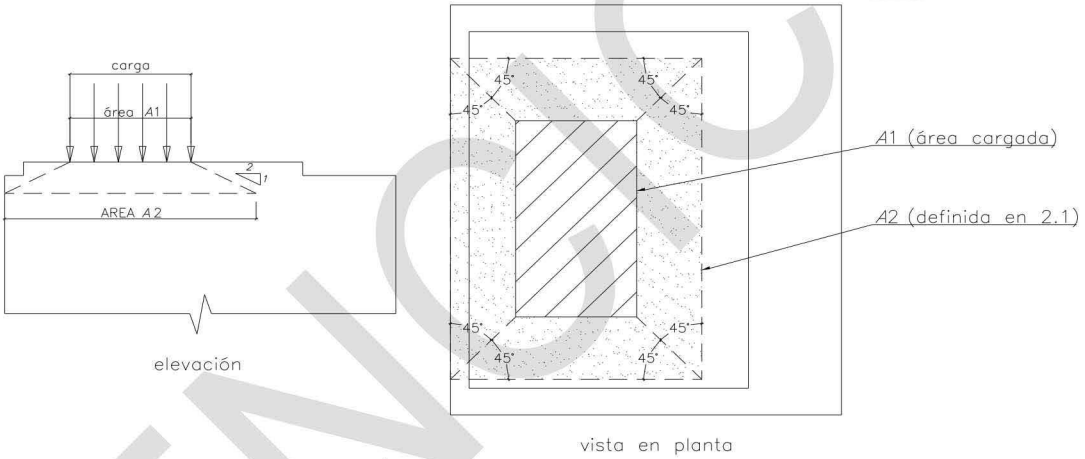


Fig. 10.17.1 Áreas de aplastamiento $A1$ y $A2$.

10.17.2 El numeral 10.17 no es aplicable a anclajes de postensado.

10.18 FLEXIÓN BIAXIAL

Cuando las columnas están sujetas simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales, el diseño deberá hacerse a partir de las hipótesis y principios dados en 10.2 y 10.3. Alternativamente se podrá usar la siguiente ecuación aproximada, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica.

$$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Pon} \qquad (10\text{-}22)$$

donde :

Pn es la resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial.

Pnx es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X ($ey = 0$).

Pny es la resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y ($ex = 0$).

Pon es la resistencia nominal bajo la acción de carga axial únicamente ($ex = ey = 0$) que se calcula mediante: $0{,}85 f'c\ (Ag - Ast) + fy\ Ast$

Deberá verificarse que la resistencia de diseño no exceda de lo especificado en 10.3.6.

SENCICO

La ecuación 10-22 es válida para valores de $Pu \geq 0{,}1\ \phi\ Pon;$ para valores menores de la carga axial Pu, se usará la siguiente ecuación:

$$\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny} \leq 1{,}0 \qquad (10\text{-}23)$$

donde ϕMnx y ϕMny son las resistencias de diseño de la sección con respecto a los ejes X e Y respectivamente. La ecuación 10-23 es aplicable también a vigas sometidas a flexión biaxial.

SENCICO

CAPÍTULO 11
CORTANTE Y TORSIÓN

11.1 RESISTENCIA AL CORTANTE

11.1.1 El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación 11-1 (Diseño por Resistencia):

$$\phi\, Vn \geq Vu \qquad (11\text{-}1)$$

donde Vu es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y Vn es la resistencia nominal al cortante calculada mediante:

$$Vn = Vc + Vs \qquad (11\text{-}2)$$

En la ecuación 11-2 Vc es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, Vs es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, ambas calculadas de acuerdo a las disposiciones de este Capítulo.

11.1.1.1 Al determinar Vn, debe considerarse el efecto de cualquier abertura en los elementos. Las aberturas en el alma de un elemento reducen su resistencia al cortante.

11.1.1.2 Al determinar Vc y cuando sea aplicable, deben incluirse los efectos de tracción axial debida al flujo plástico y retracción en elementos restringidos y los efectos de la compresión inclinada por flexión en los elementos de altura variable. En elementos de peralte variable, la fuerza cortante interna en cualquier sección, aumenta o disminuye debido a la componente vertical de la resultante de los esfuerzos de compresión por flexión o de la componente vertical de la resultante de las fuerzas de tracción por flexión en el acero de refuerzo.

11.1.2 Los valores de $\sqrt{f'c}$ usados en este Capítulo no deben exceder 8,3 MPa excepto en lo permitido en 11.1.2.1.

11.1.2.1 Se permite usar valores de $\sqrt{f'c}$ mayores que 8,3 MPa al calcular Vc, Vci y Vcw para vigas de concreto preesforzado con un refuerzo mínimo en el alma que cumpla con lo dispuesto en 11.5.6.2, 11.5.6.3 ú 11.6.5.2.

11.1.3 Se permiten diseñar las secciones ubicadas entre la cara del apoyo y la sección crítica definida en 11.1.3.1 ú 11.1.3.2, con la fuerza cortante Vu calculada en la sección critica, cuando se cumplan las tres condiciones siguientes:

(a) la reacción en el apoyo en la dirección del cortante aplicado introduce compresión en las zonas extremas del elemento,

(b) las cargas están aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento,

(c) no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la ubicación de la sección crítica definida en 11.1.3.1 ú 11.1.3.2.

11.1.3.1 Para elementos no preesforzados, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor a d, medida desde la cara del apoyo, para la fuerza cortante Vu calculada a la distancia d de la cara del apoyo (figuras 11.1.3.1 a y b).

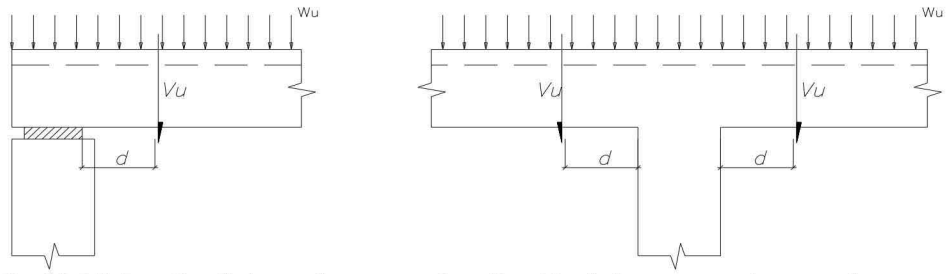


Fig. 11.1.3.1.a Condiciones de apoyo y de aplicación de las cargas externas en las cuales se puede reducir la fuerza Vu de diseño a d de la cara.

SENCICO

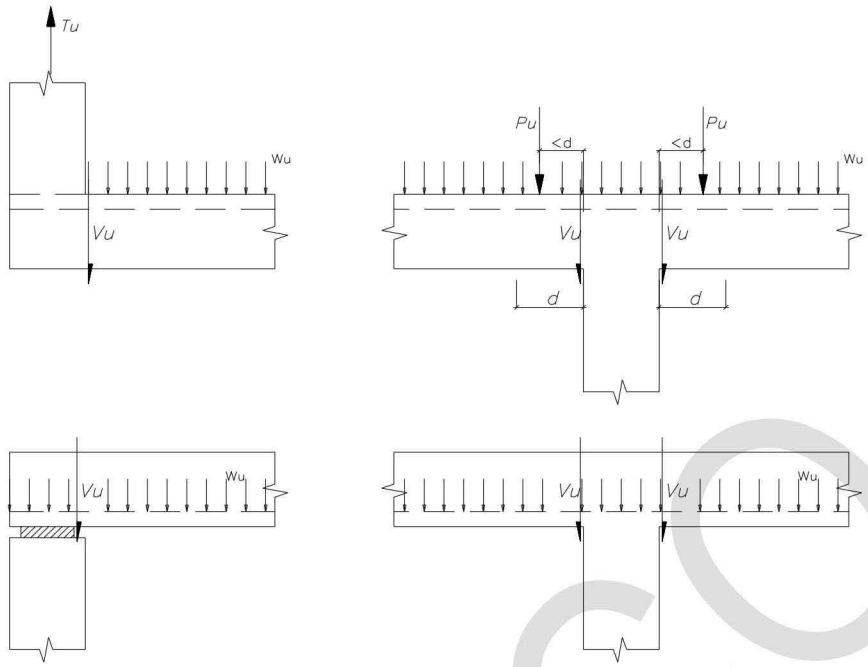


Fig. 11.1.3.1.b Condiciones de apoyo y de aplicación de las cargas externas en las cuales no se puede reducir la fuerza Vu de diseño.

11.1.3.2 Para elementos de concreto preesforzado, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor que $h/2$ (h es el peralte total del elemento) desde la cara del apoyo, para la fuerza cortante Vu calculada a la distancia $h/2$ de la cara del apoyo.

11.1.4 Para elementos de gran peralte, losas, zapatas, muros, ménsulas y cartelas, deben aplicarse las disposiciones especiales de 11.8 a 11.12.

11.2 CONCRETO LIVIANO

11.2.1 Las disposiciones para la resistencia a cortante y torsión se aplican a los concretos de peso normal. Cuando se emplea concreto con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las siguientes modificaciones en el término $\sqrt{f'c}$ contenido en el Capítulo 11, excepto en 11.5.5.3, 11.5.7.9, 11.6.3.1 y 11.12.3.2.

11.2.1.1 Cuando se ha especificado el valor de fct y el concreto se ha dosificado de acuerdo con 5.2, debe reemplazarse $\sqrt{f'c}$ por 1,8 fct, pero el valor de 1,8 fct no debe exceder de $\sqrt{f'c}$.

11.2.1.2 Cuando el valor fct no esté especificado, todos los valores de $\sqrt{f'c}$ deben multiplicarse por 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes, y por 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal. Se permite usar una interpolación lineal cuando la arena se sustituya parcialmente.

11.3 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS NO PREESFORZADOS

11.3.1 La resistencia nominal proporcionada por el concreto, Vc, debe calcularse según las disposiciones de 11.3.1.1 a 11.3.1.3, a menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con 11.3.2.

11.3.1.1 Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$Vc = 0{,}17 \sqrt{f'c}\, bw\, d \qquad (11\text{-}3)$$

SENCICO

11.3.1.2 Para elementos sometidos a compresión axial Nu:

$$Vc = 0{,}17\sqrt{f'c}\left(1 + \frac{Nu}{14\,Ag}\right)bw\,d \qquad (11\text{-}4)$$

La cantidad Nu/Ag debe expresarse en MPa.

11.3.1.3 Para elementos sometidos a tracción axial significativa, Vc debe tomarse como cero a menos que se haga un análisis más detallado usando 11.3.2.3.

11.3.2 Se permite calcular Vc mediante el método más detallado de 11.3.2.1 a 11.3.2.3.

11.3.2.1 Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$Vc = (0{,}16\sqrt{f'c} + 17\ \rho_w \frac{Vu\,d}{Mu})\ bw\,d \qquad (11\text{-}5)$$

pero no mayor que $0{,}29\sqrt{f'c}\ bw\,d$. Además el término $Vu\,d/Mu$ no debe tomarse mayor que 1,0 al calcular Vc por medio de la ecuación (11-5). Mu y Vu deben determinarse en la sección analizada para la misma combinación de cargas.

11.3.2.2 Para elementos sometidos a compresión axial, se permite utilizar la ecuación (11-5) para calcular Vc con Mm sustituyendo a Mu y $Vu\,d/Mu$ no limitada a 1,0 donde:

$$Mm = Mu - Nu\left(\frac{4h - d}{8}\right) \qquad (11\text{-}6)$$

Sin embargo, Vc no debe tomarse mayor que

$$Vc = 0{,}29\sqrt{f'c}\ bw\,d\sqrt{1 + \frac{0{,}29\ Nu}{Ag}} \qquad (11\text{-}7)$$

La cantidad Nu/Ag debe expresarse en MPa. Cuando Mm, calculado por medio de la ecuación (11-6) es negativo, Vc debe calcularse por medio de la ecuación (11-7).

11.3.2.3 Para elementos sometidos a tracción axial significativa:

$$Vc = 0{,}17\sqrt{f'c}\left(1 - \frac{0{,}29\ Nu}{Ag}\right)bw\,d \qquad (11\text{-}8)$$

pero no menor que cero, donde Nu es la fuerza de tracción y Nu/Ag debe expresarse en MPa.

11.3.3 Para elementos circulares, el área usada para calcular Vc debe tomarse como el producto del diámetro y el peralte efectivo d de la sección de concreto. Se permite asumir que el peralte efectivo de la sección de concreto equivale a 0,80 veces el diámetro de la sección de concreto.

11.4 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS PREESFORZADOS

11.4.1 En 11.4, el peralte efectivo d, debe tomarse como la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal preesforzado y no preesforzado en tracción, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor que 0,80 h.

11.4.2 Para elementos que tengan una fuerza efectiva de preesfuerzo no menor al 40% de la resistencia a la tracción del acero de preesfuerzo por flexión ($Aps\,fpu$), se permite utilizar 11-9, salvo que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con 11.4.3.

$$Vc = \left(0{,}05\sqrt{f'c} + 4{,}8\ \frac{Vu\,dp}{Mu}\right)bw\,d \qquad (11\text{-}9)$$

SENCICO

pero no es necesario considerar Vc menor que $0,17\sqrt{f'c}\ bw\,d$. Sin embargo, Vc no debe tomarse mayor que $0,42\sqrt{f'c}\ bw\,d$ ni que el valor dado en 11.4.4 u 11.4.5. Además $Vu\ dp/Mu$ no se debe tomar mayor que 1,0. Mu y Vu deben determinarse en la sección analizada para la misma combinación de cargas.

11.4.3 Para los cálculos más detallados permitidos en 11.4.2, Vc debe tomarse como el menor valor entre Vci y Vcw calculados de acuerdo con 11.4.3.1 y 11.4.3.2 respectivamente.

11.4.3.1 Vci se debe calcular con:

$$Vci = 0,05\sqrt{f'c}\ bw\ dp\ +\ Vd\ +\ \frac{Vi\ \ Mcre}{M\ \max} \qquad (11\text{-}10)$$

donde no hay necesidad de considerar dp menor que $0,80h$ y $Mcre$ se calcula con:

$$Mcre = \left(\frac{I}{Yt}\right)\left(0,5\sqrt{f'c} + fpe - fd\right) \qquad (11\text{-}11)$$

los valores de $M\max$ y Vi se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento amplificado en la sección. No hay necesidad de tomar Vci menor que $0,14\sqrt{f'c}\ bw\,d$.

11.4.3.2 Vcw se debe calcular con:

$$Vcw = \left(0,29\sqrt{f'c}\ +\ 0,3\ fpc\right) bw\ dp\ + Vp \qquad (11\text{-}12)$$

donde no hay necesidad de tomar dp menor de $0,80h$.

Alternativamente, Vcw puede considerarse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva que produce un esfuerzo principal de tracción de $0,33\sqrt{f'c}$ en el eje centroidal del elemento o en la intersección del ala con el alma cuando el eje centroidal se ubique en el ala. En elementos compuestos, el esfuerzo principal de tracción se debe calcular utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

11.4.4 En un elemento pretensado en el cual la sección a una distancia $h/2$ medida a partir de la cara del apoyo esté más cercana del extremo del elemento que la longitud de transferencia del acero de preesforzado, debe tenerse en cuenta la reducción del preesforzado cuando se calcule Vcw. Este valor de Vcw también debe considerarse como el límite máximo para la ecuación (11-9). Debe suponerse que la fuerza de preesforzado varía linealmente desde cero en el extremo del acero de preesforzado hasta un máximo a una distancia del extremo del acero de preesforzado igual a la longitud de transferencia, que se supone de 50 veces el diámetro en torones (strand) y de 100 veces el diámetro en alambres individuales.

11.4.5 En un elemento pretensado, donde la adherencia de algunos tendones no se extienda hasta el extremo del elemento, debe considerarse un preesfuerzo reducido al calcular Vc de acuerdo con 11.4.2 ú 11.4.3. El valor de Vcw calculado usando el preesforzado reducido también debe tomarse como el límite máximo para la ecuación (11-9). La fuerza de preesforzado debida a los tendones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del elemento, puede suponerse que varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia desde este punto igual a la longitud de transferencia, suponiéndola de 50 veces el diámetro en torones (strand) y de 100 veces el diámetro en alambres individuales.

SENCICO

11.5 RESISTENCIA PROPORCIONADA POR EL REFUERZO DE CORTANTE

11.5.1 Tipos de refuerzo de cortante

11.5.1.1 Se permite utilizar como refuerzo de cortante:

(a) Estribos perpendiculares al eje del elemento.
(b) Refuerzo electro soldado con alambres perpendiculares al eje del elemento.
(c) Espirales.

11.5.1.2 Para elementos no preesforzados, también se permite utilizar como refuerzo de cortante:

(a) Estribos que formen un ángulo de 45º o más con el refuerzo longitudinal de tracción.
(b) Barras dobladas, consistentes en refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30º o más con el refuerzo longitudinal de tracción.
(c) Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado.

11.5.2 Los valores de fy y fyt usados en el diseño del refuerzo de cortante no deben exceder 420 MPa.

11.5.3 Cuando los requisitos de 11.5 se utilicen en elementos preesforzados, d debe tomarse como la distancia medida desde la fibra extrema en compresión al centroide de refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0{,}80h$.

11.5.4 Los estribos y otras barras o alambres usados como refuerzo de cortante deben extenderse hasta una distancia d medida desde la fibra extrema en compresión y deben desarrollarse en ambos extremos de acuerdo con lo indicado en 12.13. El refuerzo de cortante y torsión deberá estar anclado de manera adecuada en ambos extremos, a fin de que sea completamente efectivo en cualquiera de los lados de una fisura inclinada potencial.

11.5.5 Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante

11.5.5.1 El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado, de $0{,}75h$ en elementos preesforzados, ni de 600 mm en ambos casos.

11.5.5.2 Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben estar espaciados de manera tal que cada grieta potencial a 45º, que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, $d/2$, hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante.

11.5.5.3 Donde Vs sobrepase $0{,}33\sqrt{f'c}\ bw\,d$, las separaciones máximas dadas en 11.5.5.1 y 11.5.5.2 se deben reducir a la mitad.

11.5.6 Refuerzo mínimo de cortante

11.5.6.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $Av\,\min$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) donde Vu exceda de $0{,}5\ \phi Vc$, excepto en:

(a) Losas y zapatas.
(b) Losas nervadas y aligerados de concreto con viguetas definidas en 8.11.
(c) Vigas con un peralte h menor o igual que el mayor de los siguientes valores: 250 mm, 2,5 veces el espesor del ala y 0,5 veces el ancho del alma.

11.5.6.2 Cuando se requiera refuerzo de cortante, de acuerdo con 11.5.6.1 o por análisis y cuando 11.6.1 permita que la torsión sea despreciada, $Av\,\min$ para elementos preesforzados (excepto en lo previsto por 11.5.6.3) y no preesforzados se debe calcular mediante:

$$Av\,\min = 0{,}062\ \sqrt{f'c}\ \frac{bw\,s}{fyt} \qquad \text{(11-13)}$$

Pero no debe ser menor que $0{,}35\ bw\,s\,/\,fyt$.

11.5.6.3 Para elementos preesforzados que tengan una fuerza de preesforzado efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo por flexión ($Aps\ fpu$), el área de refuerzo para cortante debe ser mayor o igual que el menor valor dado por las ecuaciones (11-13) y (11-14).

$$Av\min = \frac{Aps\ fpu\ s}{80\ \ fyt\ d}\sqrt{\frac{d}{bw}} \qquad (11\text{-}14)$$

11.5.7 Diseño del refuerzo para cortante

11.5.7.1 Donde la fuerza cortante Vu exceda de ϕVc, el refuerzo para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones (11-1) y (11-2) y Vs debe calcularse de acuerdo con 11.5.7.2 a 11.5.7.9.

11.5.7.2 Cuando se utilice refuerzo de cortante perpendicular al eje del elemento:

$$Vs = \frac{Av\ fyt\ d}{s} \qquad (11\text{-}15)$$

Av es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s, proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma.

11.5.7.3 Cuando se usen estribos circulares o espirales como refuerzo de cortante, Vs debe calcularse usando la ecuación (11-15), donde d se define en 11.3.3, Av debe tomarse como dos veces el área de la barra en un estribo circular o espiral con un espaciamiento s, fyt es la resistencia a la fluencia del estribo circular o espiral y s se mide en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

11.5.7.4 Cuando se utilicen estribos inclinados como refuerzo de cortante:

$$Vs = \frac{Av\ fyt\ \left(\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha\right)d}{s} \qquad (11\text{-}16)$$

donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento y s se mide en la dirección del eje longitudinal.

11.5.7.5 Cuando el refuerzo de cortante consiste en una barra individual ó en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$Vs = Av\ fyt\ \operatorname{sen}\alpha \qquad (11\text{-}17)$$

pero no mayor que $0,25\sqrt{f'c}\ bw d$, donde α es el ángulo entre el refuerzo doblado y el eje longitudinal del elemento.

11.5.7.6 Cuando el refuerzo de cortante consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, Vs se debe calcular por medio de la ecuación (11-16).

11.5.7.7 Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cada barra longitudinal que esté doblada se puede considerar efectiva como refuerzo de cortante.

11.5.7.8 Cuando se emplee más de un tipo de refuerzo para cortante para reforzar la misma porción de un elemento, Vs debe calcularse como la suma de los valores calculados para los diversos tipos de refuerzo para cortante empleados.

11.5.7.9 En ningún caso se debe considerar Vs mayor que $0,66\sqrt{f'c}\ bw d$.

SENCICO

11.5.8 Estribos adicionales en vigas que reciben otras vigas

11.5.8.1 Cuando una carga concentrada se transmite a una viga principal a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tracción diagonal del elemento principal cerca de la unión, para lo cual se deberá colocar refuerzo transversal de suspensión en la zona de intersección de las vigas, en la viga principal (Fig. 11.5.8).

11.5.8.2 El refuerzo de suspensión estará constituido por estribos cerrados de altura total y deberán proveer una resistencia en tracción en la cara de apoyo de acuerdo con:

$$\phi\, Ah\, fy \geq Vu\, \frac{hs}{hp}$$

Vu es la fuerza cortante en la viga secundaria en la cara de encuentro, Ah es el área del refuerzo de suspensión adyacente a la cara de la viga de soporte (principal), hs y hp son los peraltes de las vigas secundaria y principal respectivamente y ϕ = 0,85.

11.5.8.3 El refuerzo calculado, Ah, es adicional al necesario por fuerza cortante y torsión en la viga principal, y se colocará en ella en la longitud indicada en la Fig. 11.5.8

11.5.8.4 Cuando la viga principal soporta vigas a ambos lados, el área del refuerzo de suspensión, Ah, se calculará independientemente para cada cara de la viga principal, y se deberá disponer la mayor de las áreas requeridas para cada cara.

11.5.8.5 El refuerzo longitudinal inferior de la viga secundaria deberá colocarse por encima del refuerzo longitudinal inferior de la viga principal, y deberá anclarse adecuadamente en ella.

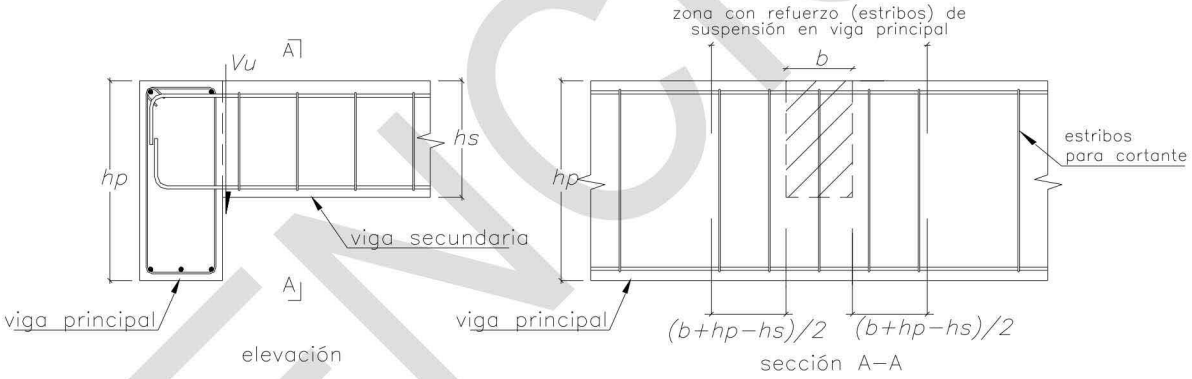


Fig. 11.5.8 Refuerzo de suspensión.

11.5.9 Estribos adicionales en vigas con cargas suspendidas

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca esfuerzos de tracción perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben las cargas de las losas en su parte inferior (vigas invertidas), se suministrarán estribos adicionales en la viga, calculados para que transmitan por tracción la carga a la viga.

11.6 DISEÑO PARA TORSIÓN

El diseño para torsión debe realizarse de acuerdo con 11.6.

11.6.1 Casos en los cuales puede ignorarse la torsión

Los momentos torsores que no exceden de aproximadamente la cuarta parte del momento torsor de agrietamiento, Tcr, no producen una reducción significativa en la resistencia a flexión ni en la resistencia al cortante, por lo que pueden ser ignorados. En consecuencia se permite despreciar los efectos de la torsión si el momento torsor amplificado Tu es menor que:

SENCICO

(a) en elementos no preesforzados:

$$\phi\ 0,083\sqrt{f'c}\ \left(\frac{A_{cp}^2}{Pcp}\right)$$

(b) en elementos preesforzados:

$$\phi\ 0,083\ \sqrt{f'c}\ \left(\frac{A_{cp}^2}{Pcp}\right)\quad \sqrt{1+\frac{fpc}{0,33\sqrt{f'c}}}$$

(c) Para elementos no preesforzados sometidos a tracción axial o fuerzas de compresión:

$$\phi\ 0,083\sqrt{f'c}\ \left(\frac{A_{cp}^2}{Pcp}\right)\ \sqrt{1+\frac{Nu}{0,33\,Ag\ \sqrt{f'c}}}$$

Nu es positivo para cargas de compresión y negativo para tracción.

En elementos construidos monolíticamente con una losa, el ancho sobresaliente del ala usado para calcular Acp y Pcp debe cumplir con 13.2.5 (ver figura 11.6.1). Para una sección hueca, se debe usar Ag en lugar de Acp en 11.6.1 y los límites externos de la sección deben cumplir con 13.2.5.

11.6.1.1 Para los elementos aislados con alas y para elementos construidos monolíticamente con una losa, el ancho sobresaliente del ala utilizado para calcular Acp y Pcp debe cumplir con 13.2.5 (ver figura 11.6.1), excepto que las alas sobresalientes pueden despreciarse cuando el parámetro A_{cp}^2 / Pcp calculado para una viga con alas es menor al calculado para la misma viga ignorando las alas.

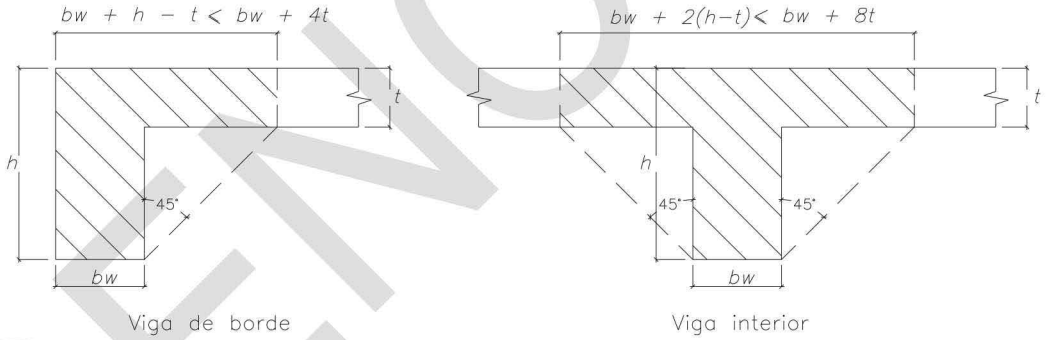


Fig. 11.6.1 Ejemplos de la porción de losa que debe considerarse para el cálculo de Acp y Pcp.

11.6.2 Cálculo del momento torsor amplificado (torsión de equilibrio y torsión de compatibilidad)

11.6.2.1 Si el momento torsor amplificado Tu (figura 11.6.2.1) en un elemento es indispensable para mantener el equilibrio del sistema (torsión de equilibrio) y su valor excede el valor dado en 11.6.1 a), b) ó c), el elemento debe ser diseñado para soportar el íntegro de Tu de acuerdo con 11.6.3 a 11.6.6.

SENCICO

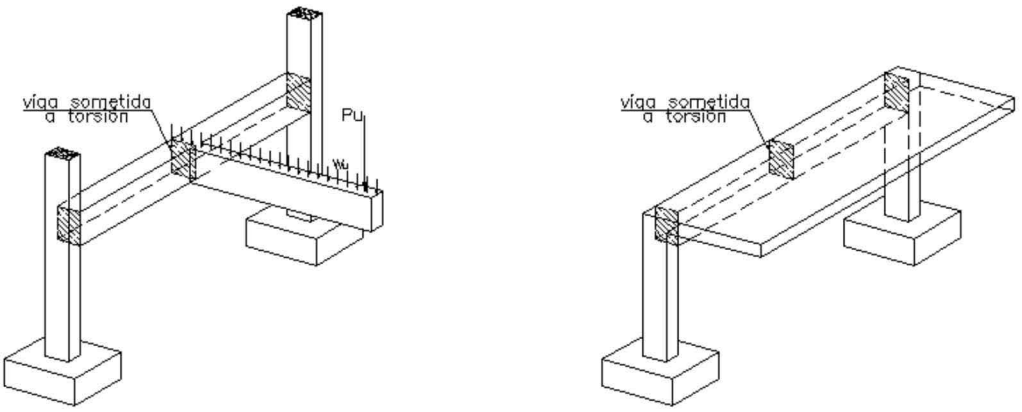


Fig. 11.6.2.1 Casos en los cuales la resistencia a la torsión es indispensable para el equilibrio de la estructura (torsión de equilibrio).

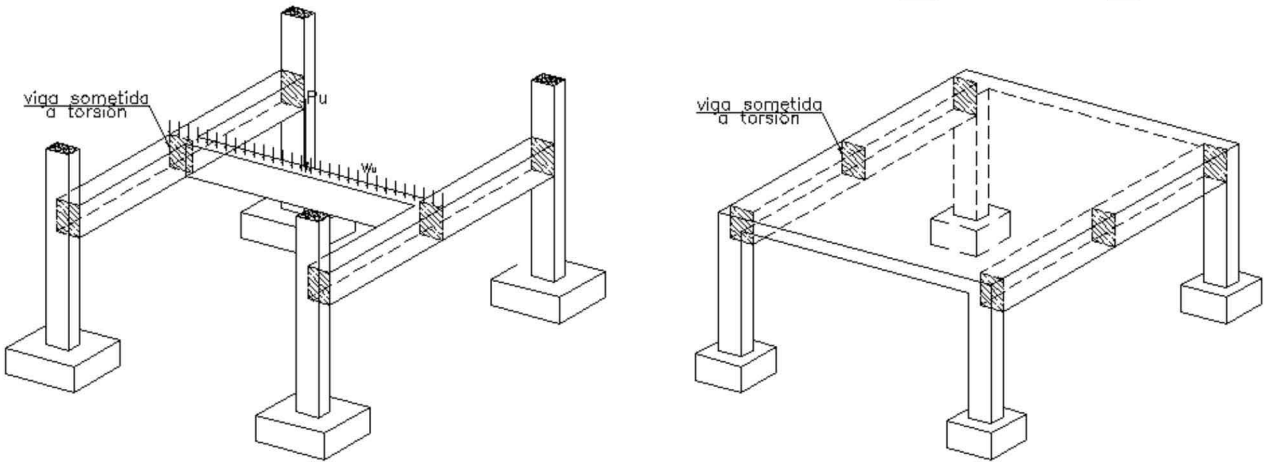


Fig. 11.6.2.2 Casos en los cuales la resistencia a la torsión no es indispensable para el equilibrio de la estructura (torsión de compatibilidad).

11.6.2.2 En estructuras estáticamente indeterminadas (figura 11.6.2.2), donde se puede producir una reducción del momento torsor en el elemento debido a la redistribución de fuerzas internas después del agrietamiento por torsión, se permite reducir el máximo torsor Tu a los valores dados en (a), (b) o (c) según corresponda:

(a) En elementos no preesforzados, en las secciones descritas en 11.6.2.4:

$$\phi\ 0,33\ \sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{P_{cp}}\right)$$

(b) En elementos preesforzados, en las secciones descritas en 11.6.2.5:

$$\phi\ 0,33\ \sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{fpc}{0,33\ \sqrt{f'_c}}}$$

(c) Para elementos no preesforzados sometidos a una fuerza axial de tracción o compresión:

$$\phi\ 0,33\ \sqrt{f'_c}\left(\frac{A^2_{cp}}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{Nu}{0,33\ Ag\ \sqrt{f'_c}}}$$

En los casos (a), (b) ó (c), los momentos de flexión y las fuerzas cortantes redistribuidas a los elementos adyacentes deben usarse en el diseño de estos elementos. Para secciones huecas, Acp no debe ser reemplazado por Ag en 11.6.2.2.

11.6.2.3 A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite asumir que los momentos torsores externos provenientes de las losas se distribuyen uniformemente a lo largo del elemento.

11.6.2.4 En elementos no preesforzados, las secciones ubicadas a menos de una distancia d de la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para el valor de Tu calculado a una distancia d. Si existe un momento torsor concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

11.6.2.5 En elementos preesforzados, las secciones ubicadas a menos de una distancia $h/2$ de la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para el valor de Tu calculado a una distancia $h/2$. Si existe un momento torsor concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

11.6.3 Resistencia a la torsión

11.6.3.1 Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

(a) en secciones sólidas:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw\ d}\right)^2 + \left(\frac{Tu\ Ph}{1,7\ A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{Vc}{bw\ d} + 0,66\sqrt{f'c}\right) \qquad (11\text{-}18)$$

(b) en secciones huecas:

$$\left(\frac{Vu}{bw\ d}\right) + \left(\frac{Tu\ Ph}{1,7\ A_{oh}^2}\right) \leq \phi\left(\frac{Vc}{bw\ d} + 0,66\sqrt{f'c}\right) \qquad (11\text{-}19)$$

Para elementos preesforzados, d debe determinarse de acuerdo con 11.5.3.

11.6.3.2 Si el espesor de la pared varía a lo largo del perímetro de una sección hueca, la expresión (11-19) debe ser evaluada en la ubicación en donde el lado izquierdo de esta inecuación sea máximo.

11.6.3.3 Si el espesor de la pared es menor que Aoh / Ph, el segundo término en la expresión (11-19) debe ser tomado como:

$$\left(\frac{Tu}{1,7\ Aoh\ t}\right)$$

donde t es el espesor de la pared de la sección hueca en la ubicación donde se están verificando los esfuerzos.

SENCICO

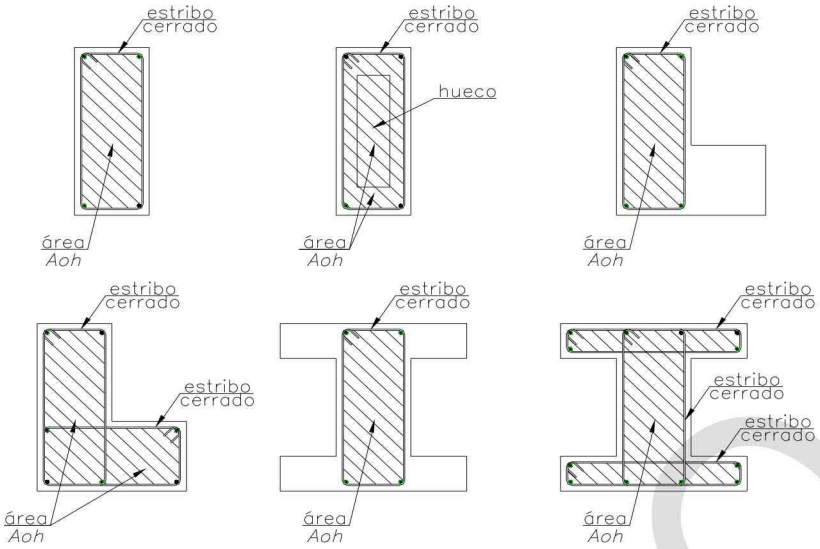


Fig. 11.6.3 Definición de Aoh (área sombreada).

11.6.3.4 Los valores de fy y fyt usados en el diseño del refuerzo para torsión no deben exceder 420 MPa.

11.6.3.5 Donde el momento torsor Tu excede el momento torsor especificado en 11.6.1, el diseño de la sección debe basarse en:

$$\phi Tn \geq Tu \qquad (11\text{-}20)$$

11.6.3.6 Tn debe calcularse mediante:

$$Tn = \frac{2\,Ao\;At\;fyt}{s}\cot\theta \qquad (11\text{-}21)$$

Ao debe determinarse por análisis o se puede asumir igual a 0,85 Aoh.

θ no debe tomarse menor a 30° ni mayor que 60°. Se puede tomar θ igual a:

(a) 45° en elementos no preesforzados o con un preesforzado menor al indicado en (b),

(b) 37.5° para elementos preesforzados con una fuerza efectiva de preesforzado no menor a un 40% de la resistencia a tracción del refuerzo longitudinal ($Aps\,fpu$).

11.6.3.7 El área adicional de refuerzo longitudinal necesario para resistir torsión, $A\ell$, no debe ser menor que:

$$A\ell = \frac{At}{s}\,Ph\left(\frac{fyt}{fy}\right)\cot^2\theta \qquad (11\text{-}22)$$

donde θ debe tener el mismo valor usado en la ecuación (11-21) y At/s debe tomarse como la cantidad calculada con la ecuación (11-21) sin modificarla de acuerdo con 11.6.5.2 ó 11.6.5.3; fyt se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión y fy al refuerzo longitudinal de torsión.

11.6.3.8 El refuerzo necesario para torsión debe ser añadido al necesario para el cortante, momento flector y fuerza axial que actúan en combinación con el momento torsor. Debe cumplirse con el requisito más restrictivo para el espaciamiento y la colocación del refuerzo.

El área de estribos para cortante, Av, se define en términos de todas las ramas de los estribos para cortante, el área de estribos para torsión, At, se define en términos de una sola rama y el área de todos las ramas necesarias de estribos para cortante y torsión, $A(v+t)$, se calcula mediante:

SENCICO

$$\left(\frac{A(v+t)}{s}\right)\text{total} = \frac{Av}{s} + 2\left(\frac{At}{s}\right)$$

En los estribos con más de dos ramas para cortante, sólo las ramas adyacentes a los lados de la viga deben ser incluidas en la suma, dado que las ramas interiores no son efectivas para torsión.

11.6.3.9 Se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión en la zona de compresión por flexión en una cantidad igual a $Mu/(0,9\ d\ fy)$, donde Mu ocurre en la sección simultáneamente con Tu, pero el refuerzo provisto no debe ser menor que el requerido por 11.6.5.3 u 11.6.6.2.

11.6.3.10 En vigas preesforzadas:

(a) el total del refuerzo longitudinal, incluyendo el acero de preesforzado, debe resistir en cada sección Mu más una fuerza de tracción longitudinal concéntrica adicional igual a $A\ell\ fy$, basada en el valor de Tu en esa sección, y

(b) el espaciamiento del refuerzo longitudinal incluyendo los tendones debe satisfacer los requisitos de 11.6.6.2.

11.6.3.11 En vigas preesforzadas, se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión, en el lado en compresión por flexión del elemento, por debajo de la requerida en 11.6.3.10 de acuerdo con 11.6.3.9.

11.6.4 Detalles del refuerzo para torsión

11.6.4.1 El refuerzo para torsión debe consistir en barras longitudinales o tendones y en uno o más de los siguientes tipos de refuerzo:

(a) estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento, o

(b) un conjunto cerrado compuesto por refuerzo electro soldado de alambre, con alambres transversales perpendiculares al eje del elemento, o

(c) refuerzo en espiral en vigas no preesforzadas.

11.6.4.2 El refuerzo transversal para torsión debe estar anclado mediante ganchos estándar de 135°.

11.6.4.3 El refuerzo longitudinal para torsión debe estar adecuadamente anclado en ambos extremos.

11.6.4.4 En secciones huecas sometidas a torsión, la distancia desde el eje del refuerzo transversal para torsión hasta la cara interior de la pared de la sección hueca no debe ser menor que $0,5\ Aoh / Ph$.

11.6.5 Refuerzo mínimo para torsión

11.6.5.1 Debe proporcionarse un área mínima de refuerzo para torsión en toda zona donde Tu supere el valor de la torsión dado en 11.6.1.

11.6.5.2 Donde se requiera refuerzo para torsión de acuerdo con 11.6.5.1, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse mediante:

$$(Av + 2At) = 0,062\ \sqrt{f'c}\ \frac{bw\ s}{fyt} \qquad (11\text{-}23)$$

pero no debe ser menor de $(0,35\ bw\ s)/\ fyt$.

SENCICO

11.6.5.3 Donde se requiera refuerzo para torsión de acuerdo con 11.6.5.1, el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión, $A\ell,\min$, debe calcularse mediante:

$$A\ell,\min = \frac{0,42\sqrt{f'c}\ Acp}{fy} - \left(\frac{At}{s}\right) Ph\ \frac{fyt}{fy} \qquad (11\text{-}24)$$

donde At/s no debe tomarse menor que $0,175\ bw/fyt$; fyt se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión y fy al refuerzo longitudinal para torsión.

11.6.6 Espaciamiento del refuerzo para torsión

11.6.6.1 El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre Ph/8 y 300 mm.

11.6.6.2 El refuerzo longitudinal requerido para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de 300 mm. Las barras longitudinales o tendones deben estar dentro de los estribos. Debe haber al menos una barra longitudinal o tendón en cada esquina de los estribos. Las barras longitudinales deben tener un diámetro de al menos 0,042 veces el espaciamiento entre estribos, pero no menos de 3/8".

11.6.6.3 El refuerzo para torsión debe extenderse por lo menos una distancia ($bt + d$) más allá del punto en que se requiera por análisis.

11.6.7 Diseño alternativo para torsión

Para el diseño a torsión de secciones sólidas dentro del alcance de esta Norma, que tengan una relación de forma de la sección, h/bt, de tres o más, se puede utilizar otro procedimiento, cuya idoneidad se haya demostrado por medio del análisis y muestre concordancia con los resultados de ensayos de laboratorio de alcance apropiado. Los numerales 11.6.4 y 11.6.6 deben aplicarse.

11.7 CORTANTE POR FRICCIÓN

11.7.1 Las disposiciones de 11.7 se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tracción diagonal (por ejemplo, en ménsulas cortas y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). Estas disposiciones se aplican cuando es adecuado considerar la transmisión del cortante a través de un plano dado, en situaciones tales como:

- una fisura existente o potencial.
- una superficie de contacto entre materiales distintos.
- una superficie de contacto entre dos concretos vaciados en diferentes tiempos.

11.7.2 El diseño de secciones sometidas a transferencia de cortante por fricción, como las descritas en 11.7.1, deben basarse en la ecuación (11-1), donde Vn se calcula con las disposiciones de 11.7.3.

11.7.3 Debe suponerse que se presenta una fisura a lo largo del plano de cortante considerado. El área requerida de refuerzo de cortante por fricción, Avf, a través del plano de cortante, debe diseñarse mediante 11.7.4 o cualquier otro método de diseño de transferencia de cortante concordante con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

11.7.3.1 Las disposiciones de 11.7.5 a 11.7.10 deben aplicarse para todos los cálculos de resistencia a la transferencia de cortante.

11.7.4 Método de diseño de cortante por fricción

11.7.4.1 Donde el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de cortante, y no existan cargas axiales de compresión, Vn debe calcularse mediante:

$$Vn = Avf\ fy\ \mu \qquad (11\text{-}25)$$

μ es el coeficiente de fricción especificado en 11.7.4.3.

SENCICO

11.7.4.2 Cuando el refuerzo de cortante por fricción está inclinado en relación con el plano de cortante, de manera que la fuerza cortante produce tracción en dicho refuerzo, Vn debe calcularse mediante:

$$Vn = Avf\ fy\left(\mu\ \text{sen}\,\alpha + \cos\alpha\right) \qquad (11\text{-}26)$$

α es el ángulo menor entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante (Figura 11.7.4.2).

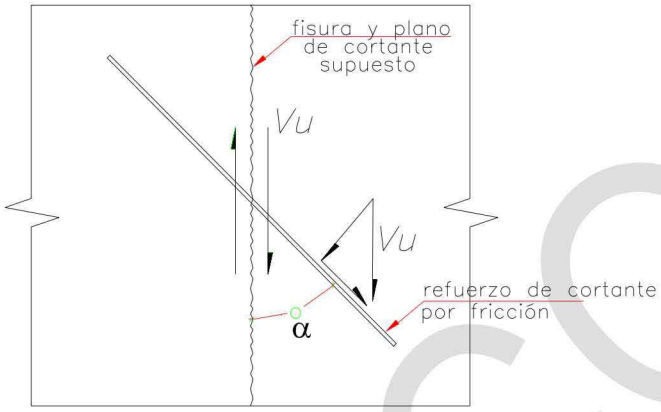


Fig. 11.7.4.2 Refuerzo de cortante por fricción inclinado con respecto a la fisura supuesta.

11.7.4.3 El coeficiente de fricción μ en las ecuaciones (11-25) y (11-26) debe ser:

- Para concreto colocado monolíticamente ..... $1{,}4\lambda$
- Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto intencionalmente rugosa tal como se especifica en 11.7.9..... $1{,}0\lambda$
- Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto no intencionalmente rugosa ..... $0{,}6\lambda$
- Concreto anclado a acero estructural laminado mediante conectores (*studs*) con cabeza o mediante barras de refuerzo que cumplan con 11.7.10 ..... $0{,}7\lambda$

donde λ = 1,0 para concreto de peso normal; 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal y 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes. Se permite interpolar linealmente si se emplea sustitución parcial de arena.

11.7.5 Vn no debe tomarse mayor que el menor de $0{,}2\,f'c\,Ac$ y $5{,}5\,Ac$, donde Ac es el área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante.

11.7.6 El valor de fy utilizado para el diseño del refuerzo de cortante por fricción no debe exceder 420 MPa.

11.7.7 La tracción neta a través del plano de cortante debe ser resistida mediante refuerzo adicional. Se permite tomar la compresión neta permanente a través del plano de cortante como aditiva a la fuerza en el refuerzo de cortante por fricción, $Avf\,fy$, al calcular el refuerzo Avf requerido.

11.7.8 El refuerzo de cortante por fricción debe distribuirse apropiadamente a lo largo del plano de cortante y debe estar anclado para desarrollar fy en ambos lados mediante una longitud embebida en el concreto, ganchos o soldadura a dispositivos especiales.

11.7.9 Para los fines de 11.7, cuando el concreto se coloca sobre concreto previamente endurecido, la interfaz donde se produce la transferencia de cortante debe estar limpia y libre de lechada. Cuando μ se supone igual a $1{,}0\lambda$ la interfaz debe hacerse rugosa con una amplitud completa de aproximadamente 6 mm o más.

11.7.10 Cuando el cortante se transfiere entre acero laminado y concreto empleando conectores con cabeza o barras de refuerzo soldadas, el acero debe estar limpio y sin pintura.

SENCICO

11.8 VIGAS DE GRAN PERALTE

11.8.1 Las disposiciones de 11.8 deben ser aplicadas a elementos con ℓn que no exceda cuatro veces la altura total del elemento y que estén cargados en una cara y apoyados en su cara opuesta, de manera tal que puedan desarrollarse puntales de compresión entre las caras y los apoyos. Véase también 12.10.6.

11.8.2 El diseño por corte de elementos de gran peralte sujetos a flexión se basará en las ecuaciones (11-1) y (11-2). La resistencia al corte del concreto, Vc, estará de acuerdo con 11.8.5 y la resistencia al corte provista por el refuerzo, Vs, estará de acuerdo con 11.8.6:

Adicionalmente deberán tomarse en cuenta 11.1.1.1, 11.1.1.2, 11.1.2, 11.3.1.3 y 11.5.2.

11.8.3 La resistencia al corte Vn para elementos de gran peralte a flexión no será mayor que:

$$Vn \leq 0,83 \sqrt{f'c}\ bw\ d \qquad (11\text{-}27)$$

11.8.4 La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0,15\ \ell n$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas pero no se supondrá a más de d del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de $0,5\ d$ en caso contrario.

11.8.5 La contribución del concreto Vc debe evaluarse según:

$$Vc = 0,17 \sqrt{f'c}\ \ bw\ d \qquad (11\text{-}28)$$

11.8.6 Donde Vu exceda la resistencia al corte proporcionada por el concreto, ϕVc, debe proveerse refuerzo por corte. La resistencia provista por el refuerzo, Vs, se calculará con la expresión:

$$Vs = \left[\frac{Av}{s} \left(\frac{1 + \frac{\ell n}{d}}{12} \right) + \frac{Avh}{s2} \left(\frac{11 - \frac{\ell n}{d}}{12} \right) \right] fy\ d \qquad (11\text{-}29)$$

Av: Área de refuerzo por corte, perpendicular al refuerzo de tracción por flexión espaciado una distancia s.

Avh: Área de refuerzo por corte, paralelo al refuerzo de flexión espaciado una distancia s_2.

11.8.7 El refuerzo por fuerza cortante requerido en la sección crítica definida en 11.8.4 deberá emplearse en toda la longitud del tramo.

11.8.8 El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión, Av, no debe ser menor de $0,0025\ bw\ s$, y su espaciamiento, s, no debe exceder el menor de $d/5$ ó 300 mm.

11.8.9 El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, Avh, no debe ser menos de $0.0015\ bw\ s_2$ y su espaciamiento, s_2, no debe exceder el menor de $d/5$ ó 300 mm.

11.8.10 En vigas de gran peralte cuando las cargas se apliquen a través de los lados o en la parte inferior de la viga, el diseño del refuerzo vertical por fuerza cortante será igual que para vigas de poco peralte (esbeltas) y se deberá suministrar refuerzo vertical adicional que sea capaz de soportar en tracción la carga vertical (véase 11.5.9). Adicionalmente, el refuerzo vertical y horizontal por cortante no serán menores que los especificados en 11.8.8 y 11.8.9.

SENCICO

11.9 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA BRAQUETES

11.9.1 Los braquetes son voladizos cortos, de sección constante o variable, que tienden a actuar como vigas de gran peralte más que como elementos esbeltos a flexión diseñados por corte. Se pueden diseñar ménsulas y cartelas utilizando las disposiciones de 11.9, cuando se cumplan las dos siguientes condiciones:

(a) av/d, no es mayor que 1, y

(b) La fuerza amplificada horizontal de tracción, Nuc, no es mayor que Vu.

El peralte efectivo, d, debe ser determinado en la cara del apoyo.

11.9.2 La altura en el borde exterior del área de apoyo no debe ser menor de 0,5 d.

11.9.3 La sección en la cara del apoyo debe diseñarse para resistir simultáneamente con la fuerza cortante Vu, un momento amplificado $Mu = \left[Vu\ av + Nuc\ (h-d)\right]$ y una fuerza horizontal amplificada de tracción, Nuc.

11.9.3.1 En todos los cálculos de diseño de acuerdo con 11.9, ϕ debe tomarse igual a 0,85.

11.9.3.2 El diseño del refuerzo de cortante por fricción, Avf, para resistir Vu debe cumplir con 11.7.

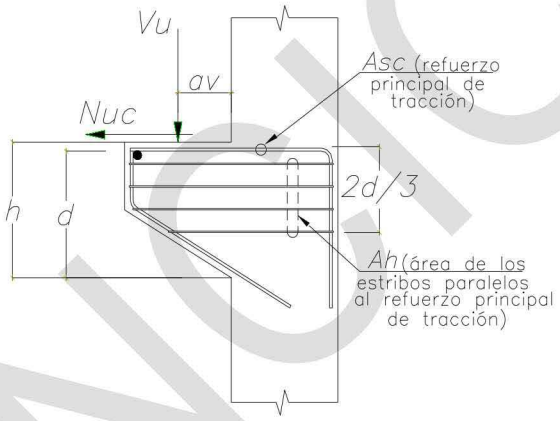


Fig. 11.9 Notación utilizada en 11.9

11.9.3.2.1 Para concreto de densidad normal, Vn no debe tomarse mayor que el menor de $0,2\ f'c\ bw\ d$ ó $5,5\ bw\ d$.

11.9.3.2.2 Para el concreto liviano en todos sus componentes o concreto liviano con arena de peso normal, Vn no debe tomarse mayor que el menor de $(0,2 - 0,07\ av/d)\ f'c\ bw\ d$ ó $(5,5 - 1,9\ av/d)\ bw\ d$.

11.9.3.3 El refuerzo Af para resistir el momento amplificado $Mu = \left[Vu\ av + Nuc\ (h-d)\right]$ debe calcularse de acuerdo con 10.2 y 10.3.

11.9.3.4 El refuerzo An para resistir la fuerza amplificada de tracción Nuc debe determinarse mediante: $\phi\ An\ fy \geq Nuc$. La fuerza de tracción amplificada, Nuc, no debe tomarse menor que 0,2 Vu a menos que se tomen disposiciones especiales para evitar las fuerzas de tracción. Nuc debe considerarse como una carga viva aún cuando la tracción resulte de la restricción al flujo plástico, retracción o variación de temperatura.

11.9.3.5 El área del refuerzo principal de tracción, Asc, no debe ser menor que la mayor entre $(Af + An)$ y $\left(\frac{2}{3}\ Avf + An\right)$.

SENCICO

11.9.4 El área total, Ah, de los estribos paralelos al refuerzo principal de tracción no debe ser menor que $0{,}5\ (Asc - An)$. El área Ah debe distribuirse uniformemente dentro de los $(2/3)d$ adyacentes al refuerzo principal de tracción.

11.9.5 La cuantía Asc / bd no debe ser menor que $0{,}04\left(f'c\ /\ fy\right)$.

11.9.6 En la cara frontal de una ménsula o cartela, el refuerzo principal de tracción debe anclarse de acuerdo con uno de los métodos siguientes:

(a) Mediante soldadura estructural a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro. La soldadura debe diseñarse para desarrollar fy del refuerzo principal de tracción.

(b) Mediante doblado hacia atrás del refuerzo principal de tracción para formar un lazo horizontal.

(c) Mediante algún otro medio probado de anclaje.

11.9.7 El área de apoyo sobre una ménsula o cartela no debe proyectarse más allá de la porción recta de las barras de refuerzo principal de tracción ni proyectarse más allá de la cara interior de la barra transversal de anclaje (cuando ésta exista).

11.10 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MUROS

11.10.1 El diseño para fuerzas cortantes perpendiculares al plano del muro debe hacerse según lo estipulado en las disposiciones para losas de 11.12.

11.10.2 El diseño para fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro debe hacerse de acuerdo con las disposiciones de 11.10.3 a 11.10.10. Para muros estructurales que resistan cargas en su plano originadas por la acción de los sismos, se aplicará adicionalmente lo dispuesto en 21.9.

11.10.3 El diseño por corte de muros para fuerzas horizontales en su plano, se basará en las ecuaciones (11-1) y (11-2) donde la resistencia al corte del concreto Vc estará de acuerdo con 11.10.5 y 11.10.6 y la resistencia al corte provista por el refuerzo, Vs, estará de acuerdo con 11.10.10.

11.10.4 La resistencia Vn, en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$Vn \leq\ 0{,}83\sqrt{f'c}\ Acw$$

donde Acw representa el área de corte de la sección transversal del muro (área del alma) o del segmento del muro considerado.

11.10.5 La contribución del concreto, Vc, no debe exceder de:

$$Vc = Acw\ \left(\alpha c\ \sqrt{f'c}\right) \qquad (11\text{-}30)$$

donde el coeficiente αc es 0,25 para $\left[hm / \ell m\right] \leq 1{,}5$; 0,17 para $\left[hm / \ell m\right] \geq 2{,}0$ y varia linealmente entre 0,25 y 0,17 para $\left[hm / \ell m\right]$ entre 1,5 y 2,0. ℓm es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y hm es la altura total del muro.

11.10.6 Para muros o segmentos de muros sometidos a una tracción axial Nu (caso por ejemplo de muros acoplados con vigas) el valor de Vc obtenido de la ecuación (11-30) se multiplicará por el factor $(1 - 0{,}29\ Nu/Ag) \geq 0$ donde Nu/Ag debe expresarse en MPa.

11.10.7 Donde Vu sea menor que $0{,}085\sqrt{f'c}\ Acw$, el refuerzo distribuido debe proporcionarse según lo estipulado en 11.10.10 o de acuerdo con los siguientes mínimos:

(a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.

(b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 400 mm

SENCICO

11.10.8 Donde Vu sea mayor que $0,085\sqrt{f'c}\ Acw$ el refuerzo del muro para resistir el cortante debe proporcionarse según lo estipulado en 11.10.10.

11.10.9 El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía referida al área total de concreto exceda de 0,01.

11.10.10 Diseño del refuerzo para cortante en muros

11.10.10.1 Donde Vu exceda la resistencia al corte ϕVc, deberá proveerse refuerzo por corte. La resistencia Vs se calculará con la expresión:

$$Vs = Acw\ \rho h\ fy \qquad (11\text{-}31)$$

donde ρh es la cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s.

11.10.10.2 La cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0,0025 y su espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400 mm.

11.10.10.3 La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρv , no debe ser menor que:

$$\rho v = 0,0025 + 0,5\left(2,5 - \frac{hm}{\ell m}\right)\left(\rho h - 0,0025\right) \geq 0,0025 \qquad (11\text{-}32)$$

pero no necesita ser mayor que el valor de ρh requerido por 11.10.10.1. En la ecuación (11-32), hm es la altura total del muro y ℓm es la longitud total del muro.

11.10.10.4 El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante no debe exceder no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400 mm.

11.10.10.5 Cuando el espesor del muro sea mayor que 200 mm deberá distribuirse el refuerzo horizontal y vertical por cortante en las dos caras del muro.

11.10.10.6 Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en 6.4. El refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe asegurar una adecuada resistencia al corte por fricción en todas las juntas de acuerdo a lo indicado en 11.7.4. Podrá incluirse la compresión neta permanente, Nu, a través del plano de cortante como aditiva a la fuerza en el refuerzo. En este caso, la resistencia a corte por fricción se calculará con:

$$\phi\ Vn = \phi\ \mu\ (Nu + Av\, fy) \qquad \text{con } \phi = 0.85$$

El coeficiente de fricción (μ) debe ajustarse a 11.7.4. Se deberá indicar claramente en los planos el detalle de la junta y su tratamiento.

11.11 TRANSMISIÓN DE MOMENTOS A LAS COLUMNAS

11.11.1 Cuando se transmitan momentos en las conexiones hacia las columnas desde los elementos de la estructura, el cortante que se derive de la transmisión de momento debe tomarse en consideración en el diseño del refuerzo transversal de las columnas.

11.11.2 Las conexiones (nudos) deben tener refuerzo transversal no menor al requerido por la ecuación (11-13) dentro de la columna a una altura igual a la del elemento de mayor peralte que concurra al nudo. Este requisito podrá obviarse cuando el nudo esté confinado en sus lados por vigas o losas de aproximadamente igual peralte. Véase 7.9.

11.12 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS

11.12.1 La resistencia a cortante de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones está regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

11.12.1.1 Comportamiento como viga, en el cual la losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el

SENCICO

ancho del elemento. Cada sección crítica que debe investigarse se extiende en un plano a través del ancho total. Para el comportamiento como viga, la losa o la zapata deben diseñarse de acuerdo con 11.1 a 11.5.

11.12.1.2 Comportamiento en dos direcciones, de manera que el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. La superficie crítica equivalente que deberá investigarse estará localizada de modo que su perímetro, bo, sea mínimo, pero no necesita estar más cerca de $d/2$ desde:

(a) los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas, o áreas de reacción, o

(b) los cambios en el espesor de la losa, tales como los bordes de capiteles o ábacos.

Para losas o zapatas con comportamiento en dos direcciones, el diseño debe realizarse de acuerdo con 11.12.2 a 11.12.4.

Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas o áreas de reacción, se permite utilizar secciones críticas equivalentes con cuatro lados rectos.

11.12.2 El diseño de una losa o zapata con comportamiento en dos direcciones debe basarse en las ecuaciones (11-1) y (11-2). Además:

- Vc debe ser calculado de acuerdo con 11.12.2.1, 11.12.2.2, u 11.12.3.1.
- Vs debe ser calculado de acuerdo con 11.12.3.
- Cuando el momento es transferido entre una losa y una columna, debe cumplirse 11.12.6.

11.12.2.1 Para losas no preesforzadas y zapatas, Vc debe ser el menor entre (a), (b) y (c):

(a) $$Vc = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'c}\ bo\ d \qquad (11\text{-}33)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

(b) $$Vc = 0{,}083\left(\frac{\alpha s\ d}{bo}+2\right)\sqrt{f'c}\ bo\ d \qquad (11\text{-}34)$$

donde αs es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina.

(c) $$Vc = 0{,}33\sqrt{f'c}\ bo\ d \qquad (11\text{-}35)$$

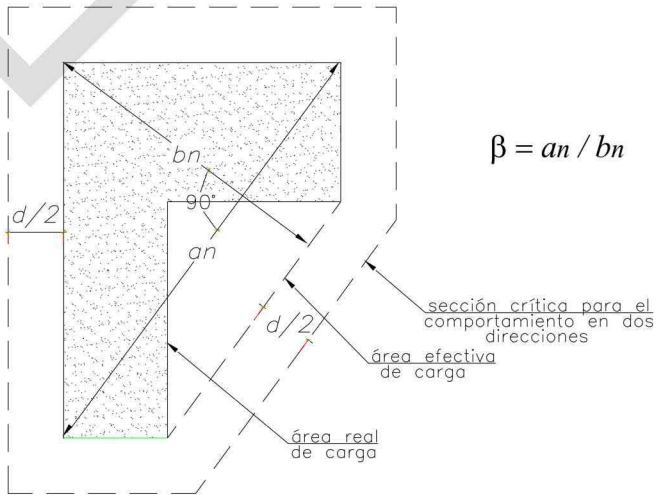


Fig. 11-12.2.1 Valores de β en un área cargada no rectangular.

SENCICO

11.12.2.2 En columnas de losas preesforzadas en dos direcciones que cumplan con los requisitos de 18.9.3:

$$Vc = \left(\beta p \sqrt{f'c} + 0,3\, fpc\right) bo\ d + Vp \qquad (11\text{-}36)$$

donde βp es el menor entre 0,29 y $0,0083\left(\alpha s\, d / bo + 1,5\right)$, αs es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina, bo es el perímetro de la sección crítica definida en 11.12.1.2, fpc se toma como el valor promedio de fpc para las dos direcciones y Vp es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de preesforzado que cruzan la sección crítica.

Se permite calcular Vc con la ecuación (11-36) si se satisfacen las tres condiciones siguientes; en caso contrario se debe aplicar 11.12.2.1:

(a) ninguna porción de la sección transversal de una columna debe estar más cerca a un borde discontinuo que cuatro veces el espesor de la losa.

(b) El valor de $\sqrt{f'c}$ utilizado en la ecuación (11-36) no debe tomarse mayor que 0,5 MPa.

(c) En cada dirección fpc no debe ser menor que 0,9 MPa, ni tomarse mayor que 3,5 MPa.

11.12.3 Se permite emplear refuerzo de cortante consistente en barras o alambres y estribos de una o varias ramas en losas y zapatas con un peralte efectivo, d, mayor o igual a 150 mm, pero no menor de 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo por cortante. El refuerzo por cortante debe estar en concordancia con 11.12.3.1 a 11.12.3.4.

11.12.3.1 Vn debe calcularse con la ecuación (11-2), donde Vc no debe tomarse mayor que $0,17\sqrt{f'c}\, bo\ d$ y Vs debe calcularse de acuerdo con 11.5. En la ecuación (11-15), Av debe tomarse como el área de sección transversal de todas las ramas de refuerzo en una línea periférica que es geométricamente similar al perímetro de la sección de la columna.

11.12.3.2 Vn no debe considerarse mayor que $0,5\sqrt{f'c}\ bo\ d$.

11.12.3.3 La distancia entre la cara de la columna y la primera línea de las ramas de los estribos que rodean la columna no debe exceder a $0,5d$. El espaciamiento entre las ramas adyacentes de los estribos en la primera línea de refuerzo para cortante no debe exceder los $2d$ medidos en una dirección paralela a la cara de la columna. El espaciamiento entre las líneas sucesivas de refuerzo para cortante que rodean la columna no debe exceder de $d/2$ en una dirección perpendicular a la cara de la columna.

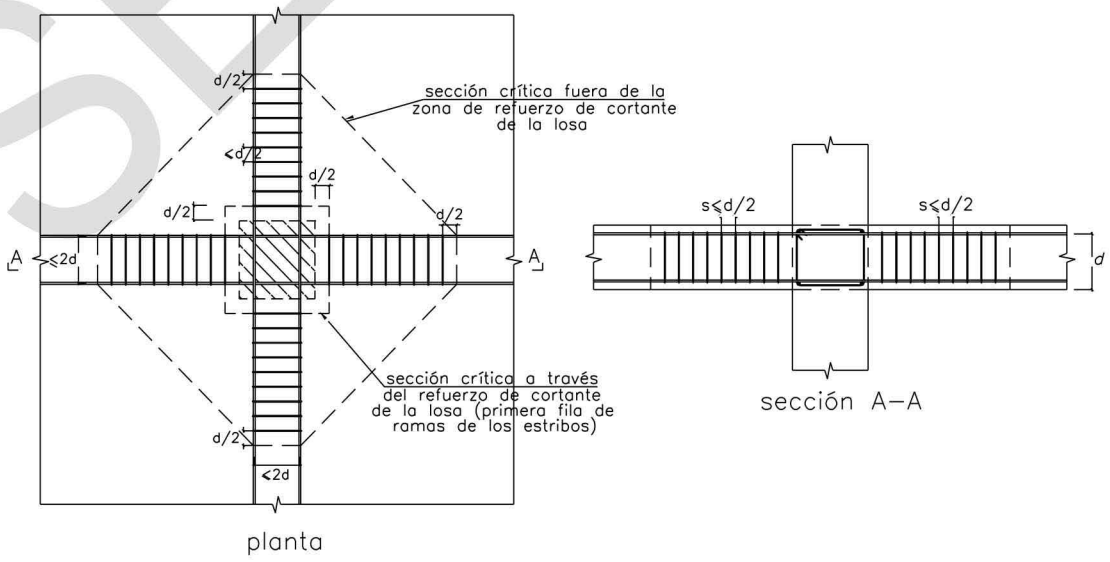


Fig. 11.12.3.a Disposición de los estribos por cortante en columnas interiores.

SENICO

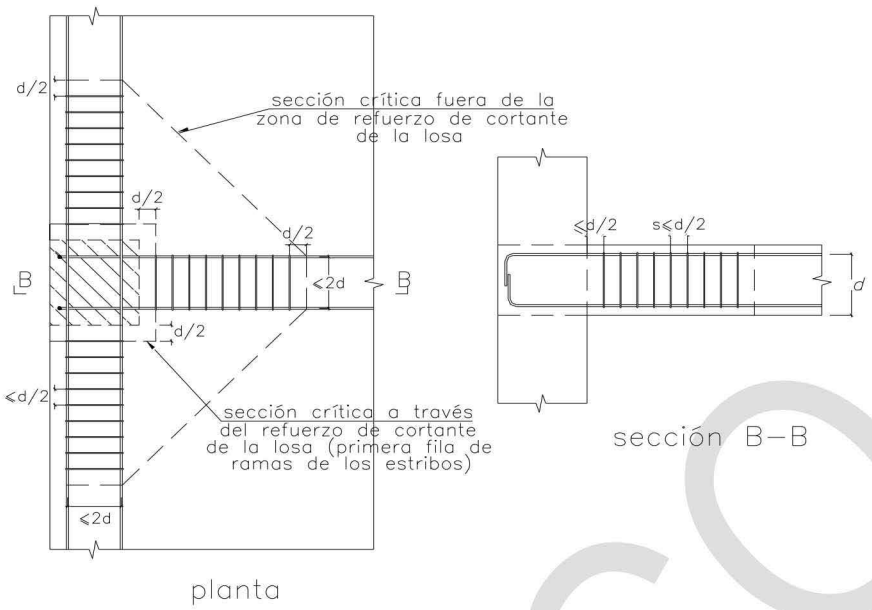


Fig. 11.12.3.b Disposición de los estribos por cortante en columnas de borde.

11.12.3.4 El refuerzo para cortante en losas debe cumplir con los requisitos de 12.13 y debe amarrar el refuerzo de flexión longitudinal en la dirección que esté siendo considerado.

11.12.4 En losas se permite emplear refuerzo para cortante consistente en vigas estructurales doble T o canales de acero (cabezales de cortante).

11.12.5 Aberturas y bordes libres en losas

Cuando las aberturas de las losas están situadas a una distancia de la zona de carga concentrada o de reacción menor a diez veces el peralte de la losa, o cuando las aberturas de las losas planas están localizadas dentro de las franjas de columnas que se definen en el Capítulo 13, las secciones críticas de la losa para cortante, que se definen en 11.12.1.2, deben modificarse como sigue:

11.12.5.1 En losas sin cabezales de cortante, no debe considerarse efectiva aquella parte del perímetro de la sección crítica que esté circunscrita por líneas rectas que se proyectan desde el centroide de la columna, de la carga concentrada o del área de la reacción y que son tangentes a los límites de las aberturas.

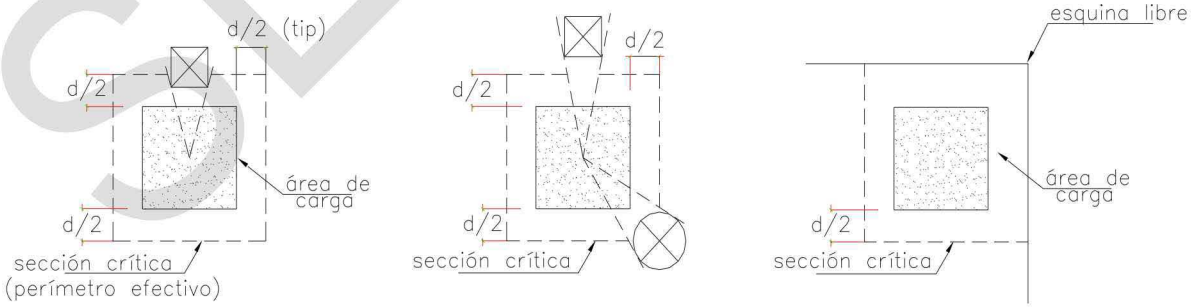


Fig. 11.12.5.1 Aberturas y bordes libres en losas (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo).

11.12.5.2 En losas con cabezales de cortante, la parte del perímetro que se considera no efectiva debe ser la mitad de la que se define en 11.12.5.1.

SENCICO

11.12.6 Transferencia de momento en las conexiones de losa a columna

11.12.6.1 Cuando las cargas de gravedad, viento o sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momentos no balanceados, Mu, entre una losa y una columna, la fracción $\gamma f\ Mu$ debe ser transmitida por flexión de acuerdo con 13.5.3. El resto del momento no balanceado dado por $\gamma v\ Mu$ se considera transferido por excentricidad del cortante alrededor del centroide de la sección crítica definida en 11.12.1.2, donde

$$\gamma v = \left(1 - \gamma f\right) \tag{11-39}$$

11.12.6.2 El esfuerzo cortante que resulta de la transferencia de momento por excentricidad del cortante debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas en 11.12.1.2. El máximo esfuerzo cortante debido a Vu y Mu no debe exceder $\phi\ vn$, donde:

(a) Para elementos sin refuerzo para cortante

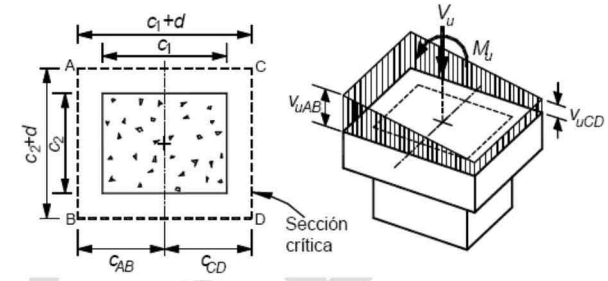
$$\phi vn = \frac{\phi Vc}{bo\,d} \tag{11-40}$$

donde Vc se define en 11.12.2.1 ó 11.12.2.2.

(b) Para elementos con refuerzo para cortante distinto a cabezales de cortante:

$$\phi vn = \frac{\phi\left(Vc + Vs\right)}{bo\,d} \tag{11-41}$$

donde Vc y Vs se definen en 11.12.3.1. El diseño debe tomar en cuenta la variación del esfuerzo cortante alrededor de la columna. El esfuerzo cortante debido a la fuerza cortante y momento amplificados no debe exceder de $0{,}17\phi\sqrt{f'c}$ en la sección crítica ubicada a $d/2$ fuera de la línea exterior de las ramas del estribo que rodean la columna.

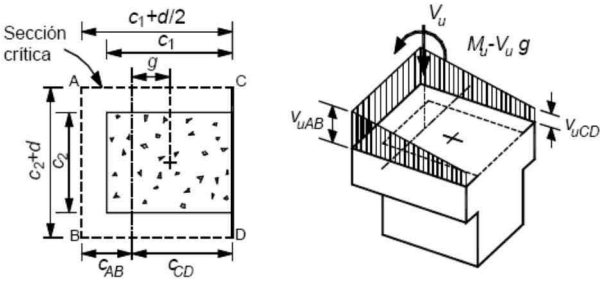


a) Columna interior

$$vu(AB) = \frac{Vu}{Ac} + \frac{\gamma v\ Mu\ c_{AB}}{Jc}$$

$$Ac = 2d(c1 + c2 + 2d)$$

$$Jc = \frac{d(c1+d)^3}{6} + \frac{(c1+d)d^3}{6} + \frac{d(c2+d)(c1+d)^2}{2}$$



b) Columna de borde

$$vu(AB) = \frac{Vu}{Ac} + \frac{\gamma v\,(Mu - Vu\ g)\,c_{AB}}{Jc} \qquad g = \frac{c1+d}{2} - c_{AB}$$

$$Ac = d(2c1 + c2 + 2d)$$

$$Jc = \frac{d(c1+0{,}5d)^3}{6} + \frac{(c1+0{,}5d)d^3}{6} + (c2+d)d\,c_{AB}{}^2 +$$

$$+2(c1+0.5d)\,d\,(\frac{c1+0{,}5d}{2} - c_{AB})^2$$

Fig. 11.12.6 Distribución de los esfuerzos cortantes en el perímetro de la sección crítica en conexiones losa a columna

CAPÍTULO 12
LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO

12.1 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO — GENERALIDADES

12.1.1 La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de los elementos de concreto estructural, debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto (longitud de anclaje), gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos. Los ganchos no se deben emplear para el anclaje de barras en compresión.

12.1.2 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8,3 MPa.

12.2 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y DE ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN

12.2.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, ℓd ,debe determinarse a partir de 12.2.2 ó 12.2.3, pero no debe ser menor que 300 mm.

12.2.2 Para barras corrugadas o alambres corrugados, ℓd se calculará de acuerdo a la Tabla 12.1.

TABLA 12.1
LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN

Condiciones	Alambres corrugados o barras de 3/4" y menores	Barras mayores de 3/4"
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que db, con recubrimiento libre no menor que db, y estribos a lo largo de ℓd por lo menos iguales al mínimo indicado en 11.5.6. Aplicable también cuando el espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no sea menor que 2 db y el recubrimiento libre no menor que db (ver Fig.12.1).	$\left(\frac{fy\ \psi t\ \psi e\ \lambda}{2,6\sqrt{f'c}}\right) db$	$\left(\frac{fy\ \psi t\ \psi e\ \lambda}{2,1\sqrt{f'c}}\right) db$
Otros casos	Ver 12.2.3	Ver 12.2.3

SENCICO

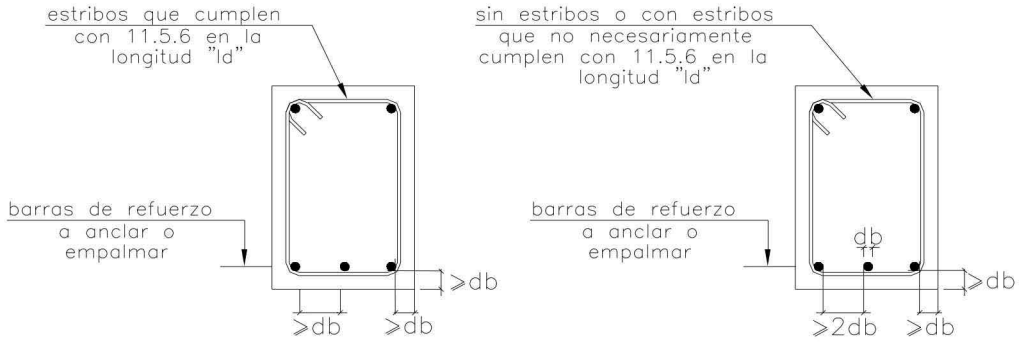


Fig. 12.2.2 Condiciones para la longitud de desarrollo (Tabla 12.1) de barras en tracción

12.2.3 Para barras corrugadas y alambres corrugados, ℓd debe ser:

$$\left(\frac{fy}{1{,}1\sqrt{f'c}} \frac{\Psi t\ \Psi e\ \Psi s\ \lambda}{\left(\frac{cb + Ktr}{db} \right)} \right) db \qquad (12\text{-}1)$$

El término $\left(\frac{cb + Ktr}{db} \right)$ no debe tomarse mayor a 2,5 y

$$Ktr = \frac{Atr\ fyt}{10\ s\ n} \qquad (12\text{-}2)$$

en donde:

n es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento (*splitting*).

cb es la menor distancia entre:

(a) La distancia del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto.

(b) La mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan.

Se permite usar $Ktr = 0$, como una simplificación de diseño, aún si hay refuerzo transversal presente.

12.2.4 Los factores indicados en la Tabla 12.1, que afectan la longitud de desarrollo o empalmes de barras y alambres corrugados en tracción, se indican en la Tabla 12.2

SENCICO

TABLA 12.2
FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE DESARROLLO

Factor	Condiciones	Valor
Ψt	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
Ψe	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que $3db$ o espaciamiento libre menor que 6 db.	1,5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1,2
	Barras sin tratamiento superficial	1,0
Ψs	Barras de 3/4" y menores.	0,8
	Barras mayores de 3/4".	1,0
λ	Concreto liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

El producto: $\Psi t\, \Psi s$ no necesita considerarse mayor que 1,7

* Se consideran barras superiores aquellas que tienen 300 mm o más de concreto fresco por debajo de ellas.

12.2.5 Refuerzo en exceso

Se permite reducir ℓd cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por análisis, mediante el factor de modificación (As requerido)÷(As proporcionado), excepto en los casos en los cuales se requiere específicamente el anclaje para desarrollar fy o cuando se trate de elementos con responsabilidad sísmica.

12.3 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A COMPRESIÓN

12.3.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión, ℓdc, se debe calcular a partir de 12.3.2 y de los factores de modificación de 12.3.3, pero no debe ser menor de 200 mm.

12.3.2 Para las barras corrugadas y alambres corrugados, ℓdc debe tomarse como el mayor entre $(0,24\,fy / \sqrt{f'c})\,db$ y $(0,043\,fy)\,db$, donde la constante 0,043 tiene la unidad de mm²/N.

12.3.3 Se permite multiplicar la longitud ℓdc por los siguientes factores de modificación:

(a) El refuerzo excede lo requerido por el análisis, salvo en elementos con responsabilidad sísmica……..…… (As requerido) ÷ (As proporcionado)

(b) El refuerzo está confinado con una espiral cuya barra tiene un diámetro no menor de 1/4" y no más que 100 mm de paso o dentro de estribos 1/2" de acuerdo con 7.10.5, y espaciados a distancias no mayores que 100 mm medidos entre centros…….....0,75

12.4 DESARROLLO DE PAQUETES DE BARRAS

12.4.1 La longitud de desarrollo de cada barra individual dentro de un paquete de barras sometido a tracción o a compresión, debe ser aquella de la barra individual incrementada en 20% para un paquete de tres barras y en 33% para un paquete de cuatro barras.

12.4.2 Para determinar los factores indicados 12.2, un paquete de barras debe ser tratado como una barra de un diámetro que reproduzca el área total del paquete.

12.5 DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

12.5.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase 7.1), ℓdg se debe calcular según 12.5.2 y los factores de modificación de 12.5.3, pero no debe ser menor que el menor valor entre 8 db y 150 mm.

12.5.2 Para las barras corrugadas, ℓdg debe ser $\left(0,24\ \Psi e\ \lambda\ fy\ /\sqrt{f'c}\right) db$ con Ψe igual a 1,2 para refuerzo con recubrimiento epóxico y λ igual a 1,3 para concretos livianos. Para otros casos, Ψe y λ deben tomarse igual a 1,0.

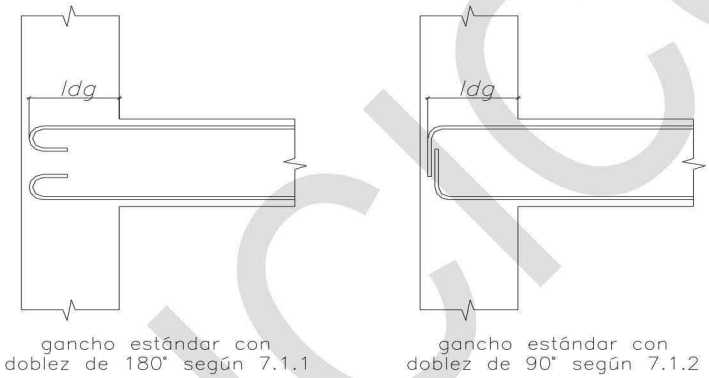


Fig. 12.5.2 Longitud de anclaje con gancho estándar en tracción.

12.5.3 La longitud ℓdg de 12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda:

(a) Para barras de 1 3/8" y menores, ganchos con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm y para ganchos de 90º adicionalmente con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm…….. 0,7

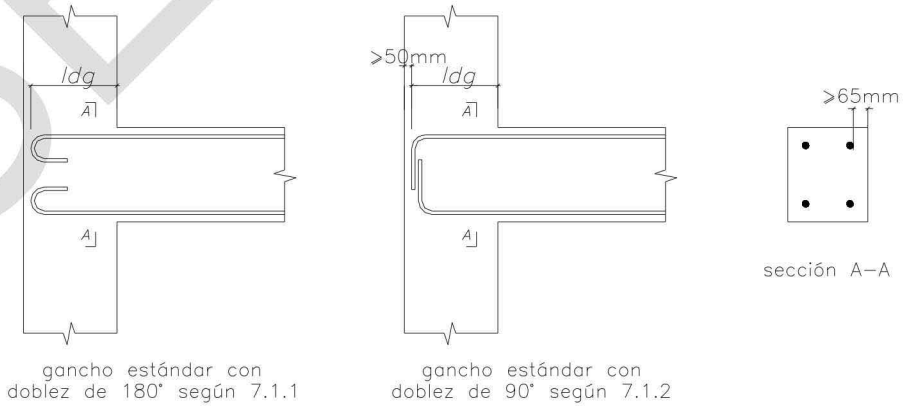


Fig. 12.5.3.a Casos en los que se puede multiplicar ℓdg por 0,7

(b) Para ganchos de 90º de barras 1 3/8" y menores que se encuentran confinados por estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a lo largo de ℓdg a no más de 3 db; o rodeado con estribos paralelos a la barra que se está

SENCICO

desarrollando y espaciados a no más de 3 db a lo largo de la longitud de desarrollo del extremo del gancho más el doblez 0,8

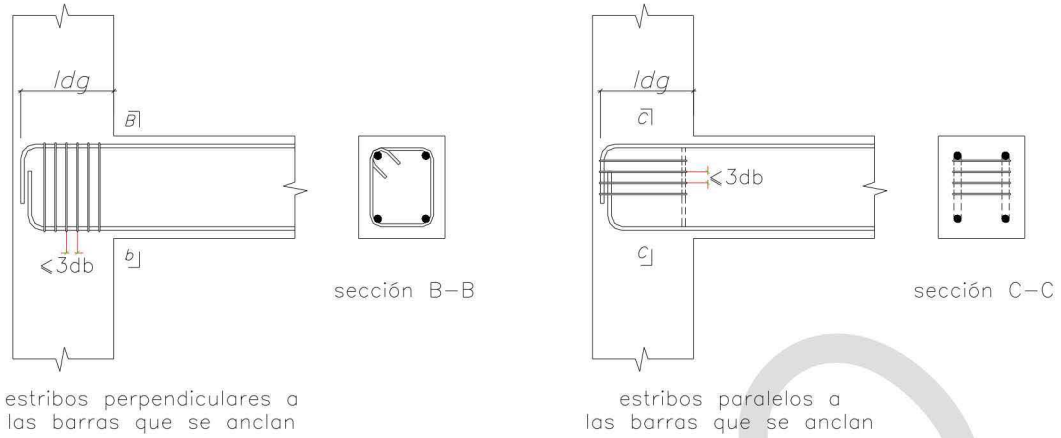


Fig. 12.5.3.b Casos con gancho estándar a 90º en los que se puede multiplicar ℓdg por 0,8

(c) Ganchos de 180º en barras de 1 3/8" y menores que se encuentran confinados con estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a no más de 3 db a lo largo de ℓdg 0.8

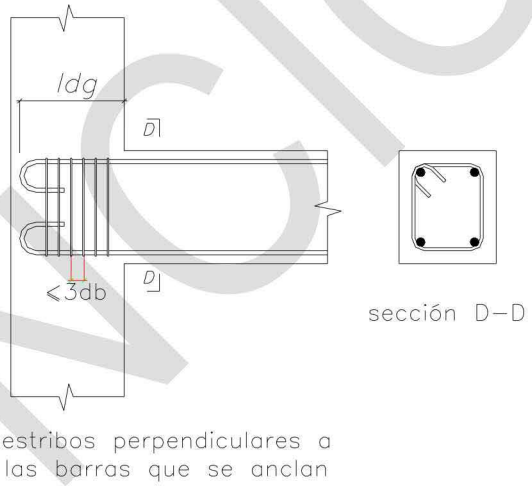


Fig. 12.5.3.c Caso con gancho estándar a 180º en el que se puede multiplicar ldg por 0,8

(d) Para elementos sin responsabilidad sísmica en los cuales no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para lograr fy y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis..... $\frac{As\ requerido}{As\ proporcionado}$

En 12.5.3 b) y 12.5.3 c), db es el diámetro de la barra con gancho. El primer estribo debe envolver la parte doblada del gancho a una distancia no mayor que 2 db, medida desde el borde exterior del gancho.

12.5.4 Los ganchos no deben considerarse efectivos para el desarrollo de barras en compresión.

12.6 ANCLAJE MECÁNICO

12.6.1 Puede usarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar al concreto.

12.6.2 La efectividad de los anclajes mecánicos debe comprobarse con resultados de ensayos o certificados del fabricante que muestren que tales dispositivos mecánicos son adecuados.

SENCICO

12.6.3 Se permite que el desarrollo del refuerzo consista en una combinación de anclaje mecánico más una longitud adicional de refuerzo embebido en el concreto entre el punto de esfuerzo máximo de la barra y el anclaje mecánico.

12.7 LONGITUD DE DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN

12.7.1 La longitud de desarrollo en tracción del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, ℓd , medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de ℓd , de 12.2.2 ó 12.2.3 multiplicado por el factor para refuerzo electrosoldado de alambre obtenido de 12.7.2 ó 12.7.3.

Se permite reducir ℓd de acuerdo con 12.2.5 cuando sea aplicable, pero ℓd no debe ser menor a 200 mm, excepto para el cálculo de los empalmes por traslape de acuerdo con 12.18. Cuando se utilice el factor para refuerzo electrosoldado de alambre de 12.7.2, se permite usar un factor de tratamiento superficial de la barra Ψe igual a 1,0 para refuerzo electrosoldado de alambre revestido con epóxico en 12.2.2 y 12.2.3.

12.7.2 Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado con al menos un alambre transversal dentro de ℓd y a no menos de 50 mm de la sección crítica, el factor para refuerzo electrosoldado de alambre debe tomarse como el mayor de:

$$\frac{(fy - 240)}{fy} \quad \text{ó} \quad \left(\frac{5\,db}{s}\right)$$

pero no mayor que 1,0, donde s es la separación entre los alambres que se desarrollan.

12.7.3 Para el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de ℓd o con un alambre único a menos de 50 mm de la sección crítica, el factor para refuerzo electrosoldado de alambre debe tomarse como 1,0, y ℓd debe determinarse igual que para alambre corrugado.

12.7.4 Cuando se presente algún alambre liso en el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en la dirección de la longitud de desarrollo, el refuerzo electrosoldado de alambre debe ser desarrollado de acuerdo con 12.8.

12.8 DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN

Se debe considerar que la resistencia a la fluencia del refuerzo electrosoldado de alambre liso se desarrolla mediante el embebido en el concreto de 2 alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 50 mm de la sección crítica. Sin embargo, ℓd no debe ser menor que:

$$\ell d = 3{,}3 \left(\frac{Ab}{s}\right)\left(\frac{fy}{\sqrt{f'c}}\right)\lambda \qquad (12\text{-}3)$$

donde ℓd se mide desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado y *s* es el espaciamiento entre alambres a desarrollarse. Cuando el refuerzo proporcionado excede del requerido, ℓd , puede reducirse de acuerdo con 12.2.5. La longitud ℓd no debe ser menor a 150 mm, excepto para el cálculo de empalmes por traslape de acuerdo con 12.19.

12.9 DESARROLLO DE TORONES DE PREESFORZADO

12.9.1 Salvo como se dispone en 12.9.2, los torones de preesforzado de siete alambres deben adherirse más allá de la sección crítica en una distancia no menor que:

$$\ell d = \left(\frac{fse}{21}\right) db + \left(\frac{fps - fse}{7}\right) db \qquad (12\text{-}4)$$

En esta fórmula, fse y fps se expresan en MPa.

12.9.2 Se permite un embebido menor que ℓd en una sección de un elemento siempre que el esfuerzo de diseño del torón para esa sección no exceda los valores obtenidos a partir de la ecuación (12-4).

12.9.3 Se permite limitar el estudio a aquellas secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que requieran desarrollar su resistencia total de diseño bajo las cargas amplificadas, salvo donde la adherencia de uno o más torones no se extiende hasta el extremo del elemento o donde se aplican cargas concentradas dentro de la longitud de desarrollo del torón.

12.9.4 Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento, y el diseño incluya tracciones para la carga de servicio en la zona precomprimida de tracción, como lo permite 18.4, se debe duplicar ℓd especificada en 12.9.1.

12.10 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA FLEXIÓN — GENERALIDADES

12.10.1 Se permite desarrollar el refuerzo en tracción doblándolo dentro del alma para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta del elemento.

12.10.2 Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos sometidos a flexión son los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y los puntos dentro de la luz libre donde se corta o se dobla el refuerzo. Las disposiciones de 12.11.3 deben cumplirse.

12.10.3 El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó 12 db , la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.

12.10.4 Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo ℓd más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.

12.10.5 El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:

(a) Vu en el punto terminal no excede (2/3) ϕVn.

(b) Para barras 1 3/8" y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y Vu no excede (3/4) ϕVn.

12.10.6 En elementos sometidos a flexión, se debe proporcionar un anclaje adecuado para el refuerzo en tracción cuando el esfuerzo en el refuerzo no es directamente proporcional al momento, como ocurre en las zapatas inclinadas, escalonadas o de sección variable; en ménsulas; en elementos de gran peralte sometidos a flexión; o en elementos en los cuales el refuerzo de tracción no es paralelo a la cara de compresión. Ver 12.11.4 y 12.12.4 sobre elementos de gran peralte sometidos a flexión.

12.11 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO

12.11.1 Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 150 mm dentro del apoyo.

12.11.2 Cuando un elemento sometido a flexión sea parte de un sistema que resiste cargas laterales, el refuerzo para momento positivo que prolonga en el apoyo, se debe anclar para que sea capaz de desarrollar fy en tracción en la cara de apoyo.

12.11.3 En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, el refuerzo de tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que ℓd calculado para fy de acuerdo con 12.2 satisfaga la ecuación (12-5), excepto que no es necesario satisfacer dicha ecuación para los refuerzos que terminan más allá del eje central de los apoyos simples mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente, como mínimo, a un gancho estándar.

SENCICO

$$\ell d \leq \frac{Mn}{Vu} + \ell a \qquad (12\text{-}5)$$

donde Mn se calcula suponiendo que todo el refuerzo de la sección está sometido a fy, Vu se calcula en la sección y ℓa en el apoyo debe ser la longitud embebida más allá del centro del apoyo.

ℓa en el punto de inflexión debe limitarse a d ó 12 db , el que sea mayor.

Se permite aumentar el valor de Mn / Vu en un 30% cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.

12.11.4 En apoyos simples de elementos de gran peralte sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe anclarse para desarrollar fy en tracción en la cara del apoyo. En apoyos interiores de elementos de gran peralte sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe ser continuo o estar empalmado con el del vano adyacente.

12.12 DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

12.12.1 El refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido, o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, debe anclarse en o a través de los elementos de apoyo mediante una longitud embebida, ganchos o anclajes mecánicos.

12.12.2 El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida en el tramo según lo requerido en 12.1 y 12.10.3.

12.12.3 Por lo menos 1/3 del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d, 12 db ó $\ell n / 16$, la que sea mayor.

12.12.4 En los apoyos interiores de vigas de gran peralte sometidas a flexión, el refuerzo de tracción por momento negativo debe ser continuo con el de los tramos adyacentes.

12.13 DESARROLLO DEL REFUERZO DEL ALMA

12.13.1 El refuerzo del alma debe colocarse tan cerca de las superficies de tracción y compresión del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otros refuerzos.

12.13.2 Los extremos de las ramas individuales de los estribos en U, simples o múltiples, deben anclarse de acuerdo a lo indicado en 12.13.2.1 y 12.3.2.2.

12.13.1.1 Para barras y alambres de 5/8” y menores y para barras de 3/4” a 1” con fyt igual a 280 MPa o menos, un gancho estándar alrededor del refuerzo longitudinal.

12.13.1.2 Para estribos de 3/4”, 7/8” y 1” con fyt mayor que 280 MPa, un gancho de estribo estándar abrazando una barra longitudinal más una longitud embebida entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $0{,}17\ db\ fyt / \sqrt{f'c}$.

12.13.2 Entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, debe abrazar una barra longitudinal.

12.13.3 Las barras longitudinales dobladas para trabajar como refuerzo de cortante, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con el refuerzo longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse más allá de la mitad del peralte efectivo (0,5 d) como se especifica para la longitud de desarrollo en 12.2 para la fracción de fyt que se necesita para satisfacer la ecuación (11-17).

12.13.4 Las parejas de estribos en U colocados para que formen una unidad cerrada deben considerarse adecuadamente empalmados cuando la longitud del empalme por traslape sea de 1,3 ℓd . En elementos con un peralte efectivo de al menos 450 mm, los empalmes con $Ab\ fyt$ no mayor que 40 kN por rama se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se prolongan a lo largo de la altura total disponible del elemento.

SENCICO

12.14 EMPALMES DEL REFUERZO — GENERALIDADES

12.14.1 En el refuerzo sólo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los planos de diseño, las especificaciones, o si lo autoriza el ingeniero proyectista.

12.14.2 Empalmes por traslape

12.14.2.1 Para las barras mayores de 1 3/8" no se deben utilizar empalmes por traslape, excepto para los casos indicados en 12.16.2.

12.14.2.2 Los empalmes por traslape en paquetes de barras deben basarse en la longitud de empalme por traslape requerida para las barras individuales del paquete, incrementada de acuerdo con 12.4. Los empalmes por traslape de las barras individuales del paquete no deben sobreponerse. No deben empalmarse por traslape paquetes enteros.

12.14.2.3 En elementos sometidos a flexión, las barras empalmadas por traslape que no quedan en contacto entre si, no deben espaciarse transversalmente más de 1/5 de la longitud de empalme por traslape requerida ni de 150 mm.

12.14.3 Empalmes soldados y mecánicos

12.14.3.1 Se permite el uso de empalmes soldados o mecánicos.

12.14.3.2 Un empalme mecánico debe desarrollar en tracción o compresión, según sea requerido, al menos 1,25 fy de la barra.

12.14.3.3 Excepto en lo dispuesto por esta Norma, toda soldadura debe estar de acuerdo con "*Structural Welding Code—Reinforcing Steel*" (ANSI/AWS D1.4).

12.14.3.4 Un empalme soldado debe desarrollar, por lo menos, 1,25 fy de la barra.

12.14.3.5 Los empalmes soldados o mecánicos que no cumplan con los requisitos de 12.14.3.2 ó 12.14.3.4 se permiten sólo para barras 5/8" y menores y de acuerdo con 12.15.4.

12.15 EMPALMES DE ALAMBRES Y BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN

12.15.1 La longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

Empalme por traslape Clase A ..... 1,0 ℓd

Empalme por traslape Clase B ..... 1,3 ℓd

donde ℓd se calcula de acuerdo con 12.2 para desarrollar fy sin el factor de modificación de 12.2.5.

12.15.2 Los empalmes por traslape de alambres y barras corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmes por traslape Clase A o Clase B de acuerdo con la Tabla 12.3

Tabla 12.3
EMPLAMES POR TRASLAPE EN TRACCIÓN

$\frac{As \text{ proporcionado}}{As \text{ requerido}}$ (*)	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	100
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

(*) Relación entre el área de refuerzo proporcionada y la requerida por cálculo en la zona de empalme.

SENCICO

12.15.3 Los empalmes soldados o mecánicos utilizados donde el área de refuerzo proporcionada es menor del doble de la requerida por el análisis, deben cumplir con los requisitos de 12.14.3.2 o de 12.14.3.4.

12.15.4 Los empalmes soldados o mecánicos que no cumplen con los requisitos de 12.14.3.2 ó 12.14.3.4 se permiten para barras de 5/8" y menores solo si cumplen con 12.15.4.1 a 12.15.4.3.

12.15.4.1 Los empalmes deben estar escalonados a distancias no menores de 600 mm.

12.15.4.2 Al calcular las fuerzas de tracción que pueden ser desarrolladas en cada sección, el esfuerzo en el refuerzo empalmado debe tomarse como la resistencia especificada del empalme, pero no mayor que fy. El esfuerzo en el refuerzo no empalmado debe tomarse como fy veces la relación entre la menor longitud anclada más allá de la sección y ℓd , pero no mayor que fy.

12.15.4.3 La fuerza de tracción total que puede ser desarrollada en cada sección debe ser al menos el doble que la requerida por el análisis y por lo menos 140 MPa veces el área total del refuerzo proporcionado.

12.15.5 Los empalmes en elementos en tracción se deben hacer con un empalme soldado o mecánico completo, de acuerdo con 12.14.3.2 ó 12.14.3.4, y los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados a distancias no menores de 750 mm.

Los tanques circulares y silos sometidos a tracción anular, con muchas barras y empalmes bien escalonados y espaciados no requieren cumplir con este requisito. En estos casos deberá considerarse para la armadura anular, empalmes por traslape en tracción Clase B.

12.16 EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN

12.16.1 La longitud de un empalme por traslape en compresión, ℓdc , debe ser de 0,071 fy db, para fy igual a 420 MPa o menor, ó (0,13 fy -24) db para fy mayor que 420 MPa, pero no debe ser menor que 300 mm.

Para $f'c$ menor que 21 MPa, la longitud del empalme por traslape debe multiplicarse por 1,3.

12.16.2 Cuando se empalman por traslape barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del empalme por traslape debe ser la mayor de ℓdc de la barra de mayor diámetro o la longitud del empalme por traslape de la barra de diámetro menor. Se permite empalmar barras de 1 3/4" y 2 1/4" con barras de diámetro 1 3/8" y menores.

12.16.3 Los empalmes soldados o mecánicos usados en compresión deben cumplir con los requisitos de 12.14.3.2 ó 12.14.3.4.

12.16.4 Empalmes a tope

12.16.4.1 En las barras que se requieren sólo para compresión, se permite transmitir el esfuerzo de compresión por apoyo directo a través de cortes a escuadra, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

12.16.4.2 Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de 1,5º y deben ser unidas con una tolerancia de 3º respecto al apoyo completo después del ensamble.

12.16.4.3 Los empalmes a tope se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos cerrados o espirales.

SENCICO

12.17 REQUISITOS ESPECIALES DE EMPALMES PARA COLUMNAS

12.17.1 Los empalmes por traslape, mecánicos, soldados a tope, conexiones mecánicas o empalmes a tope deben usarse con las limitaciones de 12.17.2 a la 12.17.4. Los empalmes deben satisfacer los requisitos para todas las combinaciones de carga de la columna.

12.17.2 Empalmes por traslape en columnas

12.17.2.1 Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas amplificadas es de compresión, los empalmes por traslape deben cumplir con 12.16.1, 12.16.2 y, cuando sea aplicable, 12.17.2.4 ó 12.17.2.5.

12.17.2.2 Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas amplificadas es de tracción y no excede 0,5 fy, los empalmes por traslape por tracción deben ser Clase B si más de la mitad de las barras se empalman en alguna sección, o de Clase A si no más de la mitad de las barras están empalmadas por traslape en ninguna sección y los empalmes están escalonados como mínimo una distancia ℓd .

12.17.2.3 Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas amplificadas es mayor que 0,5 fy en tracción, los empalmes por traslape por tracción deben ser Clase B.

12.17.2.4 En elementos sometidos a compresión en que los estribos a lo largo de toda la longitud del empalme por traslape tengan un área efectiva no menor que 0,0015 hs, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslape por 0,83, pero la longitud del empalme por traslape no debe ser menor que 300 mm. Las ramas de los estribos perpendiculares a la dimensión h deben usarse para determinar el área efectiva.

12.17.2.5 En elementos sometidos a compresión con espirales, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslape de las barras dentro de la espiral por 0,75 pero dicha longitud no debe ser menor de 300 mm.

12.17.3 Empalmes soldados o mecánicos en columnas

Los empalmes soldados o mecánicos en columnas deben cumplir con los requisitos de 12.14.3.2 ó 12.14.3.4.

12.17.4 Empalmes a tope en columnas

Se permite usar empalmes a tope que cumplan con 12.16.4 para barras de columnas sometidas a esfuerzos de compresión con la condición de que los empalmes estén escalonados o que se especifiquen barras adicionales en las zonas de empalme. Las barras continuas en cada cara de la columna deben tener una resistencia a la tracción, basada en fy, no menor que 0,25 fy veces el área del refuerzo vertical en esa cara.

12.18 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN

12.18.1 La longitud mínima del empalme por traslape del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado, medida entre los extremos de cada refuerzo electrosoldado individual, no debe ser menor que la mayor de 1,3 ℓd y 200 mm. La longitud de traslape medida entre los alambres transversales más alejados de cada refuerzo electrosoldado individual no debe ser menor que 50 mm, donde ℓd se calcula para desarrollar fy de acuerdo con 12.7.

12.18.2 Los empalmes por traslape del refuerzo electrosoldado de alambre corrugado sin un alambre transversal dentro de la longitud del empalme por traslape, se deben determinar de manera similar a los del alambre corrugado.

12.18.3 Cuando se presenta un alambre liso en el refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en la dirección del empalme por traslape o cuando se está empalmando por traslape un refuerzo electrosoldado de alambre corrugado con un refuerzo electrosoldado de alambre liso, el refuerzo electrosoldado debe ser empalmado por traslape de acuerdo con 12.19.

SENCICO

12.19 EMPALMES DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN

La longitud mínima de empalmes por traslape de refuerzo electrosoldado de alambre liso debe cumplir con 12.19.1 y 12.19.2.

12.19.1 Cuando As suministrada es menor que dos veces la requerida por el análisis en la zona del empalme, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de refuerzo electrosoldado, no debe ser menor que el mayor de un espaciamiento de los alambres transversales más 50 mm, 1,5 ℓd , y 150 mm, donde ℓd se debe calcular de acuerdo con 12.8 para desarrollar fy.

12.19.2 Cuando As suministrada es por lo menos el doble de la requerida por análisis en la ubicación del empalme, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de refuerzo electrosoldado, no debe ser menor que la mayor de 1,5 ℓd y 50 mm, ℓd , se debe calcular de acuerdo con 12.8 para desarrollar fy.

SENCICO

CAPÍTULO 13
LOSAS EN DOS DIRECCIONES

13.1 ALCANCE

13.1.1 Las disposiciones del Capítulo 13 se deben aplicar al diseño de sistemas de losas reforzadas para flexión en dos direcciones, con o sin vigas entre apoyos.

13.1.2 En este Capítulo se incluyen las losas macizas y las losas nervadas en dos direcciones.

13.1.3 El espesor mínimo de las losas diseñadas de acuerdo con este Capítulo deberá cumplir los requisitos de 9.6.3.

13.2 DEFINICIONES

13.2.1 En un sistema de losas apoyado en columnas o muros, las dimensiones $c1$, $c2$ y ℓn deberán basarse en un área de apoyo efectiva definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta o cuña, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o ménsula, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45° con respecto al eje de la columna.

13.2.2 Una franja de columna es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a 0,25 $\ell 2$ ó 0,25 $\ell 1$, el que sea menor. Las franjas de columna incluyen las vigas, si las hubiera.

13.2.3 Una franja central es una franja de diseño ubicada entre dos franjas de columna.

13.2.4 Un paño de losa está limitado por los ejes de las columnas, vigas o muros que existan en sus bordes.

13.2.5 Para elementos monolíticos o totalmente compuestos, una viga incluye la parte de losa que está situada a cada lado de la viga, a una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

13.2.6 Cuando se usa un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, el ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos un cuarto del espesor de la losa fuera del ábaco y debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida al centro de los apoyos en esa dirección.

13.3 REFUERZO DE LA LOSA

13.3.1 El área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones deberá determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en 9.7

13.3.2 El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no deberá exceder de dos veces el espesor de la losa. Este requisito no es aplicable a las zonas de losas comprendidas entre las nervaduras de las losas nervadas, donde el refuerzo deberá colocarse como se indica en 9.7

13.3.3 Por lo menos un tercio del refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo deberá prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales.

13.3.4 El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo deberá anclarse en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 12.

SENCICO

13.3.5 Cuando la losa no esté apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, se hará el anclaje del refuerzo dentro de la propia losa.

13.3.6 En las losas con vigas entre los apoyos, que tengan un valor de αf mayor de 1.0, deberá proporcionarse refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa de acuerdo con 13.3.6.1 a 13.3.6.4.

13.3.6.1 El refuerzo especial tanto en la parte superior como en la inferior de la losa deberá ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo máximo por metro de ancho de la losa.

13.3.6.2 La dirección del momento deberá suponerse paralela a la diagonal que parte de la esquina para la cara superior de la losa y perpendicular a la diagonal para la cara inferior de la losa.

13.3.6.3 El refuerzo especial deberá colocarse a partir de la esquina hasta una distancia en cada dirección igual a 1/5 de la longitud de la luz mayor del paño.

13.3.6.4 El refuerzo especial debe colocarse en una banda paralela a la diagonal en la parte superior de la losa, y en una banda perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, el refuerzo especial debe ser colocado en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.

13.3.7 Cuando se emplee un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre la columna de una losa sin vigas, las dimensiones del ábaco deberán estar de acuerdo con 13.2.6. Para calcular el refuerzo requerido para la losa, el espesor del ábaco bajo la losa no deberá considerarse mayor a un cuarto de la distancia desde el extremo del ábaco a la cara de la columna o de su capitel.

13.3.8 Detalles del refuerzo en las losas sin vigas.

13.3.8.1 Además de los otros requisitos de 13.3, el refuerzo en las losas sin vigas debe tener como mínimo las longitudes indicadas en la Fig. 13.3.8.

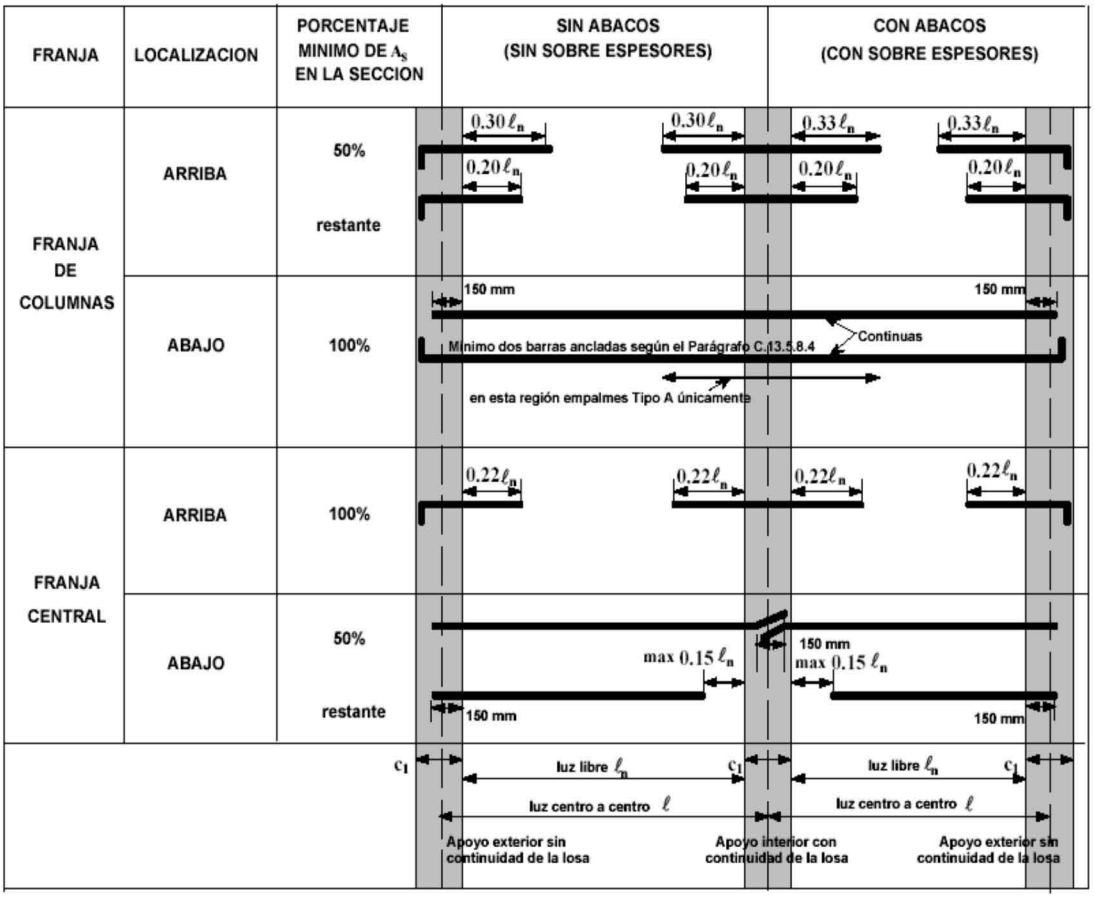


Fig. 13.3.8 Longitudes mínimas del refuerzo en losas sin vigas.
(Véase 12.11.1 para las extensiones dentro de los apoyos).

13.3.8.2 Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación del refuerzo para momento negativo más allá del borde del apoyo, como se describe en la Fig. 13.3.8, debe basarse en los requisitos de la luz mayor.

13.3.8.3 En pórticos donde las losas en dos direcciones actúan como parte del sistema resistente a cargas laterales, las longitudes del refuerzo deben determinarse por medio de análisis, pero no deben ser menores que las indicadas en la Fig. 13.3.8 (véase 21.8).

13.3.8.4 Todas el refuerzo inferior dentro de una franja de columna en cada dirección, debe ser continuo o estar empalmado con empalmes de tracción Clase A o con empalmes mecánicos o soldados, que cumplan con 12.14.3. Los empalmes deben ubicarse como lo muestra la Fig. 13.3.8. Al menos dos barras o alambres inferiores de la franja de columna, en cada dirección, deben pasar a través del núcleo de la columna y deben anclarse en los apoyos exteriores.

13.4 ABERTURAS EN LOS SISTEMAS DE LOSAS

13.4.1 Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la requerida, tomando en consideración 9.2 y 9.3, y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

13.4.2 Como única alternativa a realizar el análisis especial que se requiere en 13.4.1, en los sistemas de losas sin vigas se permite dejar aberturas de acuerdo con 13.4.2.1 a 13.4.2.4,

13.4.2.1 Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común de dos franjas centrales que se intersecten, siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin abertura.

13.4.2.2 La zona común de dos franjas de columna que se intersecten no debe interrumpirse con aberturas de más de 1/8 del ancho de la franja de columna en cada dirección. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura deberá añadirse a los costados de ésta.

13.4.2.3 En la zona común de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de la cuarta parten del refuerzo en cada franja. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura deberá añadirse a los costados de ésta.

13.4.2.4 Deben satisfacerse los requisitos de cortante de 11.12.5.

13.5 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

13.5.1 Se permite diseñar un sistema de losas mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida en 9.2 y 9.3 y se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

13.5.1.1 El diseño para cargas de gravedad de sistemas de losas, incluyendo la losa y las vigas (cuando las hay) entre apoyos, y las columnas de apoyo o muros que formen pórticos ortogonales, se puede hacer mediante el Método Directo de 13.6, el Método de Coeficientes de 13.7 o el Método del Pórtico Equivalente.

13.5.1.2 Para cargas laterales, el análisis de la estructura debe tomar en cuenta los efectos de la fisuración y el acero de refuerzo en la rigidez de los elementos del pórtico.

13.5.2 La losa y las vigas (si las hay) entre los apoyos deben diseñarse para los momentos amplificados máximos en cada sección.

13.5.3 Cuando las cargas de gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción del momento no balanceado deberá ser transferida por flexión, de acuerdo con 13.5.3.1 y 13.5.3.2. La fracción del momento no balanceado no transmitida por flexión, deberá transmitirse por excentricidad de cortante, de acuerdo con 11.12.6.

SENCICO

13.5.3.1 Una fracción del momento no balanceado, dada por $\gamma f\, Mu$, deberá considerarse transmitida por flexión sobre una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre ejes localizados a una y media veces el espesor de la losa o del ábaco (1,5 h) fuera de las caras opuestas de la columna o el capitel, donde Mu es el momento amplificado transmitido y.

$$\gamma f = \frac{1}{1+\left(2/3\right)\sqrt{b1/b2}} \qquad (13\text{-}1)$$

13.5.3.2 Para momentos no balanceados alrededor de un eje paralelo al borde en apoyos exteriores, se permite que el valor de γf dado en la ecuación (13-1) sea incrementado hasta 1,0 siempre que Vu en apoyos de borde no exceda 0,75 ϕVc o que en apoyos de esquina no exceda de 0,5 ϕVc, donde Vc se calcula de acuerdo con 11.12.2.1. Para momentos no balanceados en apoyos interiores y para momentos no balanceados alrededor de un eje transversal al borde en apoyos exteriores, se permite que el valor γf dado en la ecuación (13-1) sea incrementado hasta en un 25% siempre que Vu en el apoyo no exceda de 0,4 ϕVc. La cuantía de refuerzo ρ, dentro del ancho efectivo de losa definido en 13.5.3.1, no debe exceder de 0,375 ρb. No se permiten ajustes a γf en sistemas de losas preesforzadas.

13.5.3.3 El refuerzo sobre la columna debe concentrarse utilizando la cantidad de refuerzo necesaria para resistir el momento en el ancho efectivo de la losa definido en 13.5.3.1.

13.5.4 El diseño para la transmisión de carga desde la losa a los muros y columnas de apoyo por medio de cortante y torsión debe estar de acuerdo con el Capítulo 11.

13.6 MÉTODO DIRECTO

13.6.1 Limitaciones

Se permite que los sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de 13.6.1.1 a 13.6.1.8, sean diseñados utilizando el Método Directo.

13.6.1.1 Deben existir un mínimo de tres paños continuos en cada dirección.

13.6.1.2 Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.

13.6.1.3 Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.

13.6.1.4 Las columnas pueden estar desalineadas hasta 10% de la luz (medido en la dirección del desalineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas.

13.6.1.5 Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

13.6.1.6 Para un paño con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la condición (13-2) para las dos direcciones perpendiculares.

$$0,2 \;\le\; \frac{\alpha f1\;\ell_2^2}{\alpha f2\;\ell_1^2} \;\le\; 5,0 \qquad (13\text{-}2)$$

Donde $\alpha f1$ y $\alpha f2$ se calculan de acuerdo con la ecuación (13-3).

$$\alpha f = \frac{Ecb\;Ib}{Ecs\;Is} \qquad (13\text{-}3)$$

13.6.1.7 La redistribución de momentos, como lo permite 8.4, no debe aplicarse a los sistemas de losas diseñadas utilizando el Método Directo. Véase 13.6.7.

SENCICO

13.6.1.8 Se permiten variaciones de las limitaciones indicadas en 13.6.1, siempre que se demuestre por medio de análisis que se satisfacen los requisitos de 13.5.1.

13.6.2 Momento estático amplificado total del paño

13.6.2.1 El momento estático amplificado total para un paño, Mo, debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de los paños adyacentes al eje que une los apoyos.

13.6.2.2 La suma absoluta del momento amplificado positivo y el promedio de los momentos amplificados negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:

$$Mo = \frac{qu\ \ell 2\ \ell_n^2}{8} \qquad (13\text{-}4)$$

donde ℓn es la luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos.

13.6.2.3 Cuando no se tenga la misma luz transversal en los paños a ambos lados del eje central de los apoyos, $\ell 2$ en la ecuación (13-4) se debe tomar como el promedio de las luces transversales adyacentes.

13.6.2.4 Cuando se considere el paño adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central del paño deberá considerarse como $\ell 2$ en la ecuación (13-4).

13.6.2.5 La luz libre ℓn debe considerarse entre caras de las columnas, capiteles, ménsulas o muros. El valor de ℓn empleado en la ecuación (13-4) no debe ser menor que $0{,}65\,\ell 1$. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

13.6.3 Momentos negativos y positivos amplificados

13.6.3.1 Los momentos negativos amplificados deben determinarse en las caras de los apoyos, si estos son rectangulares. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

13.6.3.2 En cada paño interior, el momento estático total, Mo, debe distribuirse como se indica a continuación:

Momento negativo amplificado……..…….....0,65 Mo

Momento positivo amplificado.....0,35 Mo

13.6.3.3 En cada paño extremo, el momento estático amplificado total, Mo, debe distribuirse como se indica en la tabla a continuación:

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Borde exterior no restringido	Losa con vigas entre todos los apoyos	Losa sin vigas entre los apoyos interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo amplificado interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momento positivo amplificado	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momento negativo amplificado exterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65

SENCICO

13.6.3.4 Las secciones sometidas a momento negativo deben diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos amplificados negativos interiores, determinados para los paños con un apoyo común, a menos que se haga un análisis para distribuir el momento desequilibrado de acuerdo con las rigideces de los elementos concurrentes.

13.6.3.5 Las vigas de borde o los bordes de la losa deben ser diseñados para resistir por torsión la fracción que le corresponda de los momentos exteriores negativos amplificados.

13.6.3.6 El momento a ser transmitido entre la losa y una columna de borde de acuerdo con 13.5.3 debe ser 0,3 Mo.

13.6.4 Momentos amplificado en las franjas de columna

13.6.4.1 Las franjas de columna deben ser diseñadas para resistir las siguientes fracciones del momento negativo amplificado interior:

$\frac{\ell 2}{\ell 1}$	0,50	1,00	2,00
$\left(\alpha f 1 \frac{\ell 2}{\ell 1}\right) = 0$	0,75	0,75	0,75
$\left(\alpha f 1 \frac{\ell 2}{\ell 1}\right) \geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

13.6.4.2 Las franjas de columnas deben ser diseñadas para resistir las siguientes fracciones del momento negativo amplificado exterior:

$\frac{\ell 2}{\ell 1}$		0,5	1,0	2,0
$\left(\alpha f 1 \frac{\ell 2}{\ell 1}\right) = 0$	$\beta t = 0$	1,00	1,00	1,00
	$\beta t \geq 25$	0,75	0,75	0,75
$\left(\alpha f 1 \frac{\ell 2}{\ell 1}\right) \geq 1,0$	$\beta t = 0$	1,00	1,00	1,00
	$\beta t \geq 25$	0,90	0,75	0,45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores dados.

βt se calcula con la ecuación (13-5) y C se calcula con (13-6).

$$\beta t = \frac{Ecb\ C}{2\ Ecs\ Is} \qquad (13\text{-}5)$$

$$C = \sum \left(1 - 0,63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \qquad (13\text{-}6)$$

La constante C para secciones en forma de T o L puede evaluarse dividiendo la sección en regiones rectangulares teniendo en cuenta lo indicado en 13.2.5, y sumando los valores de C calculados para cada región.

SENCICO

13.6.4.3 Cuando los apoyos consistan en columnas o muros que se extienden por una distancia igual o mayor que $0{,}75\,\ell 2$ utilizada para calcular Mo, los momentos negativos deben considerarse uniformemente distribuidos a lo largo de $\ell 2$.

13.6.4.4 Las franjas de columnas deben diseñarse para resistir las siguientes fracciones de los momentos positivos amplificados:

$\frac{\ell 2}{\ell 1}$	0,50	1,00	2,00
$\left(\alpha f1\ \frac{\ell 2}{\ell 1}\right) = 0$	0,60	0,60	0,60
$\left(\alpha f1\ \frac{\ell 2}{\ell 1}\right) \geq 1{,}0$	0,90	0,75	0,45

Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

13.6.4.5 Para losas con vigas entre los apoyos, la porción de la losa localizada en la franja de columnas debe ser diseñada para resistir la porción de los momentos de la franja de columna que no sean resistidos por las vigas.

13.6.5 Momentos amplificados en vigas

13.6.5.1 Las vigas entre los apoyos deben ser diseñadas para resistir el 85% de los momentos de la franja de columna si $\left(\alpha f1\ \ell 2/\ell 1\right)$ es igual o mayor que uno.

13.6.5.2 Para valores de $\left(\alpha f1\ \ell 2/\ell 1\right)$ entre 1,0 y cero, la fracción de los momentos de la franja de columna que debe ser resistida por las vigas debe obtenerse por interpolación lineal entre 0,85 y 0 respectivamente.

13.6.5.3 Además de los momentos calculados para cargas uniformes, de acuerdo con 13.6.2.2, 13.6.5.1 y 13.6.5.2, las vigas deben ser diseñadas para resistir los momentos causados por cargas concentradas o lineales aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso del alma que se proyecta por encima o por debajo de la losa.

13.6.6 Momentos amplificados en las franjas centrales

13.6.6.1 La fracción de los momentos positivo y negativo amplificados no resistida por las franjas de columnas deben asignarse a cada mitad de las franjas centrales correspondientes, proporcionalmente a sus anchos.

13.6.6.2 Cada franja central debe ser diseñada para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos mitades de franja.

13.6.6.3 Una franja central adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro, debe ser diseñada para resistir el doble del momento asignado a la mitad de la franja central correspondiente al primer eje de apoyos interiores.

13.6.7 Modificación de los momentos amplificados

Se permite que los momentos positivo y negativo amplificados sean modificados hasta en un 10%, siempre que el momento estático total para un paño, Mo, en la dirección considerada, no sea menor que el requerido en la ecuación (13-4).

13.6.8 Cortante amplificado en sistemas de losas con vigas

13.6.8.1 Las vigas con $\left(\alpha f1\ \ell 2/\ell 1\right)$ igual o mayor que 1,0 deben ser diseñadas para resistir el cortante producido por las cargas amplificadas en áreas tributarias limitadas por líneas a 45º trazadas

SENCICO

desde las esquinas de cada paño y por los ejes centrales de los paños adyacentes paralelos a los lados largos.

13.6.8.2 Al diseñar vigas con $\left(\alpha f1\ \ell 2/\ell 1\right)$ menor a 1,0 para resistir cortante, se permite interpolar linealmente suponiendo que la viga no toma carga para $\alpha f1 = 0$.

13.6.8.3 Además de los cortantes calculados de acuerdo con 13.6.8.1 y 13.6.8.2, todas las vigas deben ser diseñadas para resistir los cortantes producidos por las cargas amplificadas aplicadas directamente sobre ellas.

13.6.8.4 Se permite calcular el cortante en la losa suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con 13.6.8.1 ó 13.6.8.2. Debe proporcionarse resistencia al cortante total que se presente en el paño.

13.6.8.5 La resistencia al cortante debe cumplir con los requisitos del Capítulo 11.

13.6.9 Momentos amplificados en columnas y muros

13.6.9.1 Las columnas y los muros construidos monolíticamente con un sistema de losas deben resistir los momentos producidos por las cargas amplificadas que actúan sobre el sistema de losas.

13.6.9.2 En un apoyo interior, los elementos de apoyo arriba y abajo de la losa deben resistir el momento amplificado especificado por la ecuación (13-7) en proporción directa a sus rigideces, a menos que se realice un análisis general.

$$M = 0,07\left[\left(q_{Du} + 0,5\,q_{Lu}\right)\ell 2\ (\ell n)^2 - q'_{Du}\,\ell' 2\ \left(\ell' n\right)^2\right] \qquad (13\text{-}7)$$

donde q'_{Du}, $\ell' 2$ y $\ell' n$ se refieren a la luz más corta.

13.7 MÉTODO DE COEFICIENTES PARA LOSAS APOYADAS EN VIGAS O MUROS

13.7.1 Limitaciones

Se permite que las losas que cumplan con las limitaciones de 13.7.1.1 a 13.7.1.4, sean diseñadas utilizando el Método de Coeficientes.

13.7.1.1 Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo 1/15 de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.

13.7.1.2 Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.

13.7.1.3 Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.

13.7.1.4 Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

13.7.2 Definiciones

13.7.2.1 Se denomina Franja Central a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, simétrica respecto a la línea central del paño y que se extiende en la dirección en que se consideran los momentos.

13.7.2.2 Se denomina Franja de Columna a aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, que ocupa las dos áreas fuera de la franja central.

SENCICO

13.7.3 Determinación de momentos, cortantes y secciones críticas

13.7.3.1 Las secciones críticas para momentos de flexión serán:

(a) A lo largo de los bordes del paño en las caras de las vigas o muros de apoyo para el caso de momentos negativos.

(b) A lo largo de las líneas medias de los paños para el caso de momentos positivos.

13.7.3.2 Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$$Ma = Ca\ wu\ A^2 \qquad (13\text{-}8)$$

$$Mb = Cb\ wu\ B^2 \qquad (13\text{-}9)$$

Donde:

A: Luz libre del tramo en la dirección corta.

B: Luz libre del tramo en la dirección larga.

Ma: Momento de flexión en la dirección A.

Mb: Momento de flexión en la dirección B.

Ca: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección corta.

Cb: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección larga.

wu: Carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.

13.7.3.3 Se asumirá que los momentos en las franjas de columnas varían gradualmente desde el valor total en el borde de la franja central hasta un tercio de este valor en el borde del paño.

13.7.3.4 Cuando el momento negativo a un lado del apoyo sea menor que el 80% del momento en el otro lado, la diferencia será distribuida en proporción a las rigideces relativas de las losas.

13.7.3.5 En los bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

13.7.4 Fuerza cortante en la losa y cargas en las vigas de apoyo

13.7.3.1 Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección crítica se encuentra ubicada a una distancia *d* (peralte efectivo) de la cara del apoyo. A menos que se haga un análisis más preciso, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario podrá ser calculada utilizando la ecuación 13-10. Cuando exista un borde continuo opuesto a uno discontinuo, la fuerza cortante se incrementará en 15%.

$$V = w\left(\frac{A}{2} - d\right)\left(1{,}0 - 0{,}5\,\frac{A}{B}\right) \qquad (13\text{-}10)$$

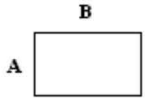
13.7.3.2 Las vigas deben ser diseñadas para resistir el cortante producido por las cargas amplificadas en áreas tributarias limitadas por líneas a 45º trazadas desde las esquinas de cada paño y por los ejes centrales de los paños adyacentes paralelos a los lados largos. Para la viga corta podrá utilizarse una carga equivalente uniformemente repartida por metro lineal igual a $wu\ (A\ /\ 3)$.

SENCICO

TABLA 13.1 COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS

$Ma\ neg = Ca\ wu\ A^2$ $\quad$ wu = carga amplificada total

$Mb\ neg = Cb\ wu\ B^2$

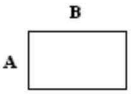


Relación $m = \frac{A}{B}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	*Ca*		0,045		0,050	0,075	0,071		0,033	0,061
	Cb		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061	0,033
0,95	*Ca*		0,050		0,055	0,079	0,075		0,038	0,065
	Cb		0,041	0,072	0,045			0,067	0,056	0,029
0,90	*Ca*		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043	0,068
	Cb		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052	0,025
0,85	*Ca*		0,060		0,066	0,082	0,083		0,049	0,072
	Cb		0,031	0,065	0,034			0.057	0,046	0,021
0,80	*Ca*		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055	0,075
	Cb		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041	0,017
0,75	*Ca*		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061	0,078
	Cb		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036	0,014
0,70	*Ca*		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068	0,081
	Cb		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029	0,011
0,65	*Ca*		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074	0,083
	Cb		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024	0,008
0,60	*Ca*		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080	0,085
	Cb		0,010	0,035	0,011			0,024	0,018	0,006
0,55	*Ca*		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085	0,086
	Cb		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014	0,005
0,50	*Ca*		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089	0,088
	Cb		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010	0,003

SENCICO

TABLA 13.2 COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA

$Ma\ pos\ d = Ca\ wud\ A^2$ $\quad$ $Mb\ pos\ d = Cb\ wud\ B^2$ $\quad$ wud = carga muerta amplificada



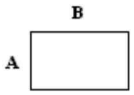
Relación $m = \frac{A}{B}$		Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 
1,00	*Ca*	0,036	0,018	0,018	0,027	0,027	0,033	0,027	0,020	0,023
	Cb	0,036	0,018	0,027	0,027	0,018	0,027	0,033	0,023	0,020
0,95	*Ca*	0,040	0,020	0,021	0,030	0,028	0,036	0,031	0,022	0,024
	Cb	0,033	0,016	0,025	0,024	0,015	0,024	0,031	0,021	0,017
0,90	*Ca*	0,045	0,022	0,025	0,033	0,029	0,039	0,035	0,025	0,026
	Cb	0,029	0,014	0,024	0,022	0,013	0,021	0,028	0,019	0,015
0,85	*Ca*	0,050	0,024	0,029	0,036	0,031	0,042	0.040	0,029	0,028
	Cb	0,026	0,012	0,022	0,019	0,011	0,017	0,025	0,017	0,013
0,80	*Ca*	0,056	0,026	0,034	0,039	0,032	0,045	0,045	0,032	0,029
	Cb	0,023	0,011	0,020	0,016	0,009	0,015	0,022	0,015	0,010
0,75	*Ca*	0,061	0,028	0,040	0,043	0,033	0,048	0,051	0,036	0,031
	Cb	0,019	0,009	0,018	0,013	0,007	0,012	0,020	0,013	0,007
0,70	*Ca*	0,068	0,030	0,046	0,046	0,035	0,051	0,058	0,040	0,033
	Cb	0,016	0,007	0,016	0,011	0,005	0,009	0,017	0,011	0,006
0,65	*Ca*	0,074	0,032	0,054	0,050	0,036	0,054	0,065	0,044	0,034
	Cb	0,013	0,006	0,014	0,009	0,004	0,007	0,014	0,009	0,005
0,60	*Ca*	0,081	0,034	0,062	0,053	0,037	0,056	0,073	0,048	0,036
	Cb	0,010	0,004	0,011	0,007	0,003	0,006	0,012	0,007	0,004
0,55	*Ca*	0,088	0,035	0,071	0,056	0,038	0,058	0,081	0,052	0,037
	Cb	0,008	0,003	0,009	0,005	0,002	0,004	0,009	0,005	0,003
0,50	*Ca*	0,095	0,037	0,080	0,059	0,039	0,061	0,089	0,056	0,038
	Cb	0,006	0,002	0,007	0,004	0,001	0,003	0,007	0,004	0,002

SENCICO

TABLA 13.3 COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA VIVA

$Ma\ pos\ l = Ca\ wul\ A^2$ $\quad$ $wul =$ carga viva amplificada

$Mb\ pos\ l = Cb\ wul\ B^2$



Relación $m = \frac{A}{B}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	*Ca*	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028	0,030
	Cb	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,030	0,028
0,95	*Ca*	0,040	0,030	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
	Cb	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
0,90	*Ca*	0,045	0,034	0,035	0,039	0,037	0,042	0,040	0,035	0,036
	Cb	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
0,85	*Ca*	0,050	0,037	0,040	0,043	0,041	0,046	0.045	0,040	0,039
	Cb	0,026	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,020
0,80	*Ca*	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
	Cb	0,023	0,017	0,022	0,020	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
0,75	*Ca*	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
	Cb	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,020	0,016	0,013
0,70	*Ca*	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,060	0,063	0,054	0,050
	Cb	0,016	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
0,65	*Ca*	0,074	0,053	0,064	0,062	0,055	0,064	0,070	0,059	0,054
	Cb	0,013	0,010	0,014	0,011	0,009	0,010	0,014	0,011	0,009
0,60	*Ca*	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,065	0,059
	Cb	0,010	0,007	0,011	0,009	0,007	0,008	0,011	0,009	0,007
0,55	*Ca*	0,088	0,062	0,080	0,072	0,063	0,073	0,085	0,070	0,063
	Cb	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
0,50	*Ca*	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
	Cb	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

SENCICO

CAPÍTULO 14
MUROS

14.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo son aplicables a muros sometidos a los estados de carga siguientes:

(a) Muros sometidos a carga axial con o sin flexión transversal a su plano, denominados muros de carga.

(b) Muros sometidos a cargas normales a su plano.

(c) Muros de contención.

Los muros sometidos a cargas verticales y cargas horizontales en su plano, provenientes de las acciones sísmicas, denominados placas o muros de corte, se diseñarán de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 21.

14.2 GENERALIDADES

14.2.1 Los muros serán diseñados para las cargas verticales, cargas laterales y otras cargas a los que estén sometidos.

14.2.2 Los muros de carga se diseñarán de acuerdo a 14.4 ó 14.5.

14.2.3 Los muros de contención se diseñarán de acuerdo a 14.9.

14.2.4 El diseño para cortante debe cumplir con lo estipulado en 11.10.

14.2.5 La longitud horizontal del muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no deberá exceder la distancia centro a centro entre cargas ni la longitud de la superficie de contacto más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre mediante un análisis detallado la contribución de una longitud mayor.

14.2.6 Los elementos en compresión construidos monolíticamente con los muros cumplirán con los requisitos de 10.8.2

14.2.7 La cantidad de refuerzo y los límites de espesor indicados en este Capítulo podrán ser modificados cuando se demuestre por un análisis estructural detallado que se tienen adecuadas resistencia y estabilidad.

14.2.8 La transferencia de las fuerzas a la cimentación en la base del muro se hará de acuerdo con 15.8.

14.3 REFUERZO MÍNIMO

14.3.1 El refuerzo mínimo vertical y horizontal debe cumplir con las disposiciones de 14.3, a menos que se requiera una cantidad mayor por cortante de acuerdo con 11.10.

(a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.

(b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

14.3.2 Los muros con un espesor mayor que 200 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro.

14.3.3 El refuerzo vertical y el horizontal no debe estar espaciados a más de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm.

14.3.4 El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda de 0,01 del área total de concreto o cuando el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo de compresión.

SENCICO

14.4 MUROS DISEÑADOS COMO ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

Los muros sometidos a carga axial o combinación de carga axial y flexión deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10 y de 14.2 y 14.3.

14.5 MÉTODO EMPÍRICO DE DISEÑO PARA MUROS DE CARGA

14.5.1 Se permite que los muros de carga de sección transversal rectangular sólida (sin vacíos) sean diseñados mediante las disposiciones empíricas de 14.5, cuando la resultante de todas las cargas amplificadas esté localizada dentro del tercio central del espesor total del muro y se satisfagan los requisitos de 14.2 y 14.3.

14.5.2 La resistencia axial de diseño ϕPn de un muro que satisface las limitaciones de 14.5.1, debe calcularse mediante la ecuación (14-1), a menos que se diseñe de acuerdo con 14.4.

$$\phi Pn = 0{,}55\ \phi\ f'c\ Ag \left[1 - \left(\frac{k\,\ell c}{32\,h} \right)^2 \right] \qquad (14\text{-}1)$$

donde ϕ = 0,70 y el factor de longitud efectiva k es:

Para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y:

(a) Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior y/o inferior)..... 0,8

(b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos ……..... 1,0

Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral……..…….. 2,0

14.5.3 Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño

14.5.3.1 El espesor de los muros de carga no debe ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral o de la longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco debe ser menor que 100 mm.

14.5.3.2 El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 200 mm.

14.6 MUROS NO PORTANTES

14.6.1 El espesor de los muros que no sean de carga no debe ser menor de 100 mm, ni menor de 1/30 de la distancia mínima entre elementos que le proporcionen apoyo lateral.

14.7 MUROS EMPLEADOS COMO VIGAS DE CIMENTACIÓN

14.7.1 Los muros diseñados como vigas de cimentación deben tener el refuerzo superior e inferior que se requiere para resistir los momentos flectores, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10. El diseño por cortante debe cumplir con las disposiciones del Capítulo 11.

14.7.2 El refuerzo de los muros empleados como vigas de cimentación debe cumplir con los requisitos de 14.3.

14.8 MUROS DE CONTENCIÓN

14.8.1 Los muros de contención con o sin carga axial significativa se diseñarán de acuerdo a las disposiciones para diseño de elementos en flexión y carga axial del Capítulo 10.

14.8.2 El refuerzo mínimo será el indicado en 14.3. Este requisito podrá exceptuarse cuando el Ingeniero Proyectista disponga juntas de contracción y señale procedimientos constructivos que controlen los efectos de contracción y temperatura.

14.8.3 El acero por temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 250 mm. Este refuerzo podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro.

14.8.4 El refuerzo vertical y horizontal no se colocará a un espaciamiento mayor que tres veces el espesor del muro ni que 400 mm.

SENCICO

14.9 MUROS ANCLADOS

14.9.1 En el diseño de muros de contención con anclajes temporales o permanentes, deberá prestarse especial atención en la verificación de los esfuerzos de punzonamiento ocasionados por los dispositivos de anclaje. En el diseño deberán considerarse las solicitaciones correspondientes a cada una de las diferentes etapas de la construcción.

14.10 ABERTURAS EN MUROS

14.10.1 Las aberturas en los muros deberán ubicarse de modo tal de reducir lo menos posible su capacidad resistente.

14.10.2 La presencia de aberturas debe considerarse en el cálculo de rigideces y resistencias.

14.10.3 Además del refuerzo mínimo requerido por 14.3, deben colocarse por lo menos dos barras de 5/8" alrededor de todos los vanos de ventanas y puertas. Estas barras deben prolongarse más allá de las esquinas de las aberturas una distancia igual a la longitud de anclaje en tracción pero no menos de 600 mm.

SENCICO

CAPÍTULO 15
ZAPATAS

15.1 ALCANCE

15.1.1 Las disposiciones del Capítulo 15 deben usarse en el diseño de zapatas aisladas y, cuando sean aplicables, a zapatas combinadas y losas de cimentación.

15.1.2 En 15.10 se indican los requisitos adicionales para el diseño de zapatas combinadas y losas de cimentación.

15.2 CARGAS Y REACCIONES

15.2.1 Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas (Diseño por Resistencia) y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma y conforme a lo dispuesto en el Capítulo 15.

15.2.2 El área de la base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no amplificados (en servicio) transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata. El área de la zapata debe determinarse a partir de la resistencia admisible del suelo o de la capacidad admisible de los pilotes, establecida en el estudio de mecánica de suelos.

15.2.3 En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no se deberán considerar las tracciones.

15.2.4 Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.

15.2.5 Para determinar los esfuerzos en el suelo o las fuerzas en pilotes, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis, ya que las solicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente están especificadas al nivel de resistencia de la estructura.

15.2.6 En terrenos de baja capacidad portante ó cimentaciones sobre pilotes, deberá analizarse la necesidad de conectar las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación.

En los casos de muros de albañilería, se podrá lograr esta conexión mediante cimientos o sobrecimientos armados.

15.2.7 El cálculo de los momentos y cortantes en las zapatas apoyadas sobre pilotes puede basarse en la suposición que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el eje del mismo.

15.3 ZAPATAS QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES DE FORMA CIRCULAR O DE POLÍGONO REGULAR

Para la localización de las secciones críticas para momentos, cortantes, y longitud de desarrollo del refuerzo en las zapatas, se permite considerar las columnas o pedestales de concreto de forma circular o de polígono regular como elementos cuadrados con la misma área.

15.4 MOMENTOS FLECTORES EN ZAPATAS

15.4.1 El momento flector en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

15.4.2 Para una zapata aislada el momento máximo amplificado, Mu, debe calcularse en la forma indicada en 15.4.1, en las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

(a) Para zapatas que soporten una columna, pedestal o muro de concreto, en la cara de la columna, pedestal o muro.

SENCICO

(b) Para zapatas que soporten muros de albañilería, en el punto medio entre el eje central y el borde del muro.

(c) Para zapatas que soporten una columna con plancha de apoyo de acero, en el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la plancha de acero

15.4.3 En zapatas armadas en una dirección y en zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

15.4.4 En zapatas rectangulares armadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse como se indica en 15.4.4.1 y 15.4.4.2.

15.4.4.1 El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.

15.4.4.2 Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total, $\gamma s\ As$, debe distribuirse en forma uniforme sobre una franja (centrada con respecto al eje de la columna o pedestal) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta, $(1 - \gamma s)\ As$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

$$\gamma s = \frac{2}{(\beta + 1)} \qquad (15\text{-}1)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

15.5 FUERZA CORTANTE EN ZAPATAS

15.5.1 La resistencia al cortante de zapatas apoyadas en suelo o en roca, debe cumplir con lo estipulado en 11.12. La resistencia al cortante, ϕVn, de las zapatas debe determinarse según 11.12.1.1 y 11.12.1.2.

15.5.2 La ubicación de la sección crítica para cortante de acuerdo con el Capítulo 11 debe medirse desde la cara de la columna, pedestal o muro. Para zapatas que soporten una columna con plancha de apoyo de acero, la sección crítica debe ubicarse de acuerdo a lo indicado en 15.4.2 (c).

15.5.3 El cálculo del cortante en cualquier sección de una zapata apoyada sobre pilotes debe cumplir con 11.12, 15.5.3.1, 15.5.3.2 y 15.5.3.3.

15.5.3.1 Se debe considerar que la reacción total de todo pilote con su centro localizado a $dp/2$ (dp = diámetro del pilote) o más hacia el lado de afuera de la sección produce cortante en dicha sección.

15.5.3.2 Se debe considerar que la reacción de cualquier pilote con su centro localizado $dp/2$ o más hacia el lado interior de la sección no produce cortante en dicha sección.

15.5.3.3 Para posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote que produce cortante en la sección debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total a $dp/2$ hacia afuera de la sección y el valor cero correspondiente a $dp/2$ hacia adentro de la sección.

15.6 DESARROLLO DEL REFUERZO EN ZAPATAS

15.6.1 El desarrollo del refuerzo en las zapatas debe hacerse de acuerdo con el Capítulo 12.

15.6.2 La tracción o compresión calculadas en el refuerzo en cada sección debe desarrollarse a cada lado de dicha sección ya sea mediante una longitud embebida, ganchos (sólo en tracción) o dispositivos mecánicos, o bien mediante una combinación de los mismos.

15.6.3 Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo deben suponerse en los mismos planos definidos en 15.4.2 para el momento máximo amplificado y en todos los demás planos verticales en los cuales se presentan cambios de sección o de refuerzo. Véase también 12.10.6.

SENCICO

15.7 PERALTE MÍNIMO DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas, medida sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 300 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 400 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes. El peralte de la zapata deberá ser compatible con los requerimientos de anclaje de las armaduras de las columnas, pedestales y muros que se apoyen en la zapata.

15.8 TRANSMISIÓN DE FUERZAS EN LA BASE DE COLUMNAS, MUROS O PEDESTALES

15.8.1 Las fuerzas y los momentos en la base de columnas, muros o pedestales deben transmitirse a la zapata a través del concreto por aplastamiento y mediante refuerzo longitudinal que ancla en la zapata.

15.8.1.1 El esfuerzo de aplastamiento en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no debe exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para ninguna de las superficies, de acuerdo con lo dispuesto en 10.17.

15.8.1.2 El refuerzo, los pasadores (*dowels*) o los conectores mecánicos entre elementos apoyados y de apoyo deben ser adecuados para transmitir:

(a) Las fuerzas de compresión que excedan de la resistencia al aplastamiento del concreto de cualquiera de los elementos.

(b) Las fuerzas de tracción calculadas a través de la interfase.

Además, el refuerzo, los pasadores (*dowels*) o los conectores mecánicos deben satisfacer las disposiciones de 15.8.2 ó 15.8.3.

15.8.1.3 Cuando los momentos calculados se transmiten a la zapata, el refuerzo, los pasadores (*dowels*) o los conectores mecánicos deben tener las características necesarias para satisfacer las disposiciones de 12.17.

15.8.1.4 Las fuerzas laterales deben transmitirse a la zapata de acuerdo con las disposiciones de cortante por fricción de 11.7, o mediante otros medios apropiados.

15.8.2 En estructuras construidas en obra, debe proporcionarse el refuerzo requerido para satisfacer 15.8.1, ya sea prolongando las barras longitudinales dentro de las zapatas, o mediante pasadores (*dowels*).

15.8.2.1 Para columnas y pedestales construidos en obra, el área de refuerzo a través de la junta no debe ser menor de 0,005 Ag, donde Ag es el área bruta del elemento soportado.

15.8.2.2 Para muros construidos en obra, la cuantía del refuerzo a través de la interfase (junta) no debe ser menor que 0,0015.

15.8.2.3 Cuando se utilice una conexión que permita giro (articulada) en estructuras construidas en obra, dicha conexión debe cumplir con lo especificado en 15.8.1 y 15.8.3.

15.8.3 En construcciones prefabricadas, se permite usar pernos de anclaje o conectores mecánicos apropiados para satisfacer lo estipulado en 15.8.1.

15.8.3.1 La conexión entre columnas prefabricadas o pedestales y los elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de 16.5.1.3(a).

15.8.3.2 La conexión entre muros prefabricados y elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de 16.5.1.3 (b) y (c).

15.8.3.3 Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos deben diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla de anclaje o la falla del concreto que los circunda.

15.9 ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS

15.9.1 En las zapatas con pendiente o escalonadas el ángulo de la pendiente, o la altura y ubicación de los escalones deben ser tales que se satisfagan los requisitos de diseño en cada sección. (Véase también 12.10.6).

SENCICO

15.9.2 Las zapatas con pendiente o escalonadas que se diseñen como una unidad, deben construirse para asegurar su comportamiento como tal.

15.10 ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN

15.10.1 Las zapatas que soporten más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas y losas de cimentación) deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma.

15.10.2 El Método Directo de Diseño del Capítulo 13 no debe utilizarse para el diseño de zapatas combinadas y losas de cimentación.

15.10.3 La distribución de la presión del terreno bajo zapatas combinadas y losas de cimentación debe ser consistentes con las propiedades del suelo y la estructura y con los principios establecidos de mecánica de suelos.

SENCICO

CAPÍTULO 16
CONCRETO PREFABRICADO

16.1 ALCANCE

16.1.1 Todas las disposiciones de esta Norma que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del Capítulo 16, deben aplicarse a las estructuras que incorporan elementos estructurales prefabricados de concreto.

16.1.2 Las disposiciones de este Capítulo no cubren los requerimientos específicos para el diseño de pórticos y muros prefabricados que conformen el sistema sismorresistente de edificaciones ubicadas en las zonas de alto riesgo sísmico (zonas 2 y 3 de la NTE E.030). En este caso, los sistemas constructivos prefabricados serán considerados “no convencionales”. Véase 1.3.

16.2 GENERALIDADES

16.2.1 El diseño de elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir las condiciones de carga y de restricción, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje. En las estructuras prefabricadas, se requiere de una especial atención en el diseño de las conexiones para minimizar o transmitir, según sea el caso, las fuerzas debidas a retracción, flujo plástico, variación de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo.

16.2.2 Cuando se incorporen elementos prefabricados en un sistema estructural, las fuerzas y deformaciones que se produzcan en y junto a las conexiones deben ser incluidas en el diseño.

16.2.3 Deben especificarse las tolerancias tanto para los elementos prefabricados como para los vaciados en sitio y los elementos de conexión. El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones debe incluir los efectos de estas tolerancias.

16.2.4 Debe incluirse en los planos lo siguiente:

(a) Detallado del refuerzo, insertos y dispositivos de izaje necesarios para resistir la fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje.

(b) Resistencia del concreto a las edades o etapas de construcción establecidas.

16.3 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS ENTRE ELEMENTOS

16.3.1 La distribución de fuerzas perpendiculares al plano de los elementos debe establecerse por medio de análisis o ensayos.

16.3.2 Cuando el comportamiento del sistema requiera que las fuerzas en el plano sean transferidas entre los elementos de un sistema de muro o piso prefabricado, deben aplicarse 16.3.2.1 y 16.3.2.2.

16.3.2.1 La trayectoria de las fuerzas en el plano debe ser continua tanto a través de las conexiones como a través de los elementos.

16.3.2.2 Cuando se produzcan fuerzas de tracción, debe proporcionarse una trayectoria continua de refuerzo de acero.

16.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

16.4.1 En losas de piso o techo en una dirección y en paneles de muros prefabricados preesforzados, con anchos menores de 3,6 m, y cuando los elementos no estén conectados mecánicamente como para provocar una restricción en la dirección transversal, se permite que los requisitos de refuerzo por retracción y temperatura de 9.7 en la dirección normal al refuerzo por flexión sean omitidos. Esta omisión no se aplica a elementos que requieren el refuerzo para resistir esfuerzos transversales de flexión, tales como T simples o dobles con alas delgadas y anchas.

SENCICO

16.4.2 En muros prefabricados no preesforzados, el refuerzo debe diseñarse de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos 10 ó 14 excepto que el área de refuerzo vertical y horizontal debe, cada una, no ser menor de 0,001 Ag, donde Ag es el área bruta del muro. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de 5 veces el espesor del muro ni 750 mm para muros interiores o 450 mm para muros exteriores.

16.5 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

16.5.1 Excepto cuando controlen las disposiciones de 16.5.2, deben aplicarse las disposiciones mínimas sobre integridad estructural de 16.5.1.1 a 16.5.1.4 en todas las estructuras prefabricadas.

16.5.1.1 Los amarres longitudinales y transversales deben conectar los elementos a un sistema resistente a cargas laterales.

16.5.1.2 Cuando elementos prefabricados formen diafragmas de techo o piso, las conexiones entre el diafragma y aquellos elementos que están siendo soportados lateralmente deben tener una resistencia nominal a la tracción no menor que 4,5 kN por metro lineal.

16.5.1.3 Los elementos estructurales verticales, excepto enchapes de fachada, deben contar con amarres verticales de tracción para lograr que las conexiones en las juntas horizontales cumplan lo especificado en:

(a) Las columnas prefabricadas deben tener una resistencia nominal a tracción no menor a 1,5 Ag en Newtons. En columnas con una sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida Ag basada en la sección transversal requerida, pero no menor a la mitad del área total.

(b) Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres por panel, con una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 kN por amarre.

(c) Cuando las fuerzas de diseño no generen tracción en la base, se permite que los amarres requeridos por 16.5.1.3 (b) sean anclados en una losa de concreto apoyada sobre el terreno, apropiadamente reforzada.

16.5.1.4 No se deben usar detalles de conexión que dependan solamente de la fricción producida por las cargas gravitacionales.

16.5.2 En estructuras con muros portantes de concreto prefabricado que tengan dos o más pisos de altura, deben aplicarse las disposiciones mínimas de 16.5.2.1 a 16.5.2.5.

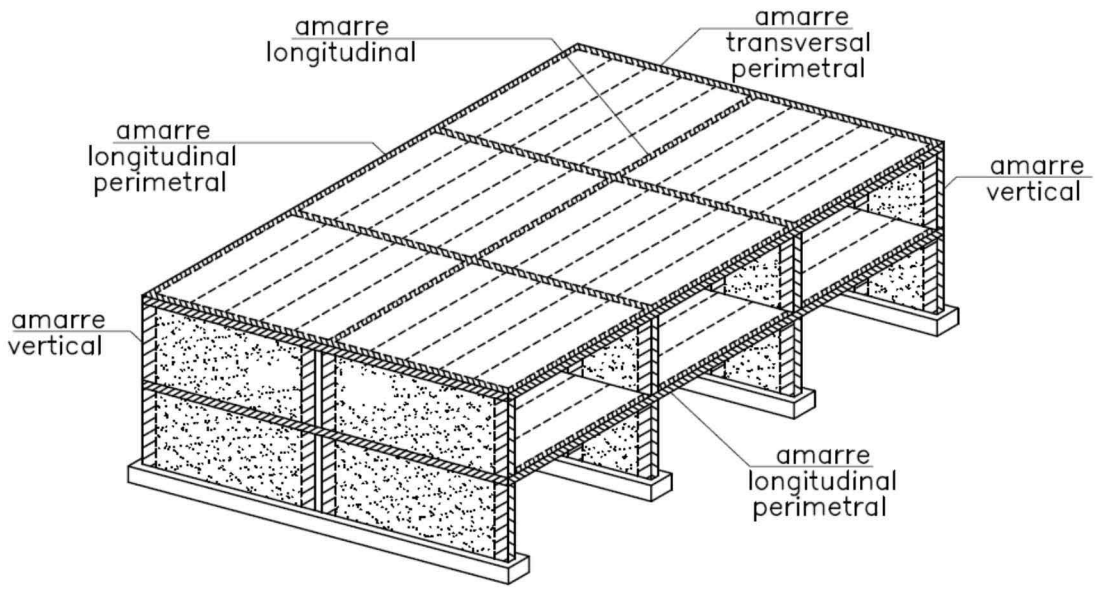


Fig. 16.5.2. Disposición de amarres de tracción en estructuras de paneles prefabricados.

16.5.2.1 En los sistemas de piso y techo se deben especificar amarres transversales y longitudinales capaces de ofrecer una resistencia nominal no menor de 25 kN por metro de ancho o largo. Los amarres deben colocarse sobre los apoyos de los muros interiores y entre los elementos y los muros exteriores. Los amarres deben estar ubicados en o dentro de 600 mm del plano del sistema de piso o techo.

16.5.2.2 Los amarres longitudinales paralelos a la dirección de armado de la losa de piso o techo, deben espaciarse a no más de 3 m medido entre centros. Deben tomarse provisiones para transferir las fuerzas alrededor de aberturas.

16.5.2.3 Los amarres transversales perpendiculares a la dirección de armado de la losa de piso o techo, deben tener un espaciamiento no mayor al espaciamiento de los muros de carga.

16.5.2.4 Los amarres alrededor del perímetro de cada piso o techo, dentro de 1,2 m del borde, deben proporcionar una resistencia nominal a tracción no menor a 75 kN.

16.5.2.5 Deben proporcionarse amarres verticales de tracción en todos los muros y deben ser continuos en toda la altura de la edificación. Deben, además, proporcionar una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 kN por metro horizontal de muro. Debe proporcionarse no menos de dos amarres por cada panel prefabricado.

16.6 DISEÑO DE CONEXIONES Y APOYOS

16.6.1 Se permite que las fuerzas sean transmitidas entre los elementos a través de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, conectores mecánicos, conexiones con refuerzo de acero, sobrelosa de piso reforzada o una combinación de estos métodos.

16.6.1.1 La efectividad de las conexiones para transmitir fuerzas entre elementos debe ser determinada por medio del análisis o de ensayos. Cuando el cortante sea la principal carga impuesta, se permite usar las disposiciones de 11.7.

16.6.1.2 Cuando se diseña una conexión usando materiales con diferentes propiedades estructurales, deben considerarse sus rigideces, resistencias y ductilidades relativas.

16.6.2 Los apoyos simples de elementos prefabricados de piso o techo deben satisfacer 16.6.2.1 y 16.6.2.2.

16.6.2.1 El esfuerzo de aplastamiento en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el apoyado y entre cualquier elemento de apoyo intermedio, no debe exceder la resistencia al aplastamiento de ninguna de las superficies ni del elemento de apoyo. La resistencia al aplastamiento del concreto será la especificada en 10.17.

16.6.2.2 A menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado, debe cumplirse con (a) y (b):

(a) Cada elemento y su sistema de apoyo debe tener dimensiones de diseño seleccionadas de manera que, después de considerar las tolerancias, la distancia desde el borde del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección de la luz sea al menos $\ell n/180$, pero no menos que:

Para losas sólidas o alveolares……..... 50 mm
Para vigas o elementos en forma de T……..…..... 75 mm

(b) Los dispositivos de soporte en bordes no reforzados deben desplazarse un mínimo de 13 mm desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

SENCICO

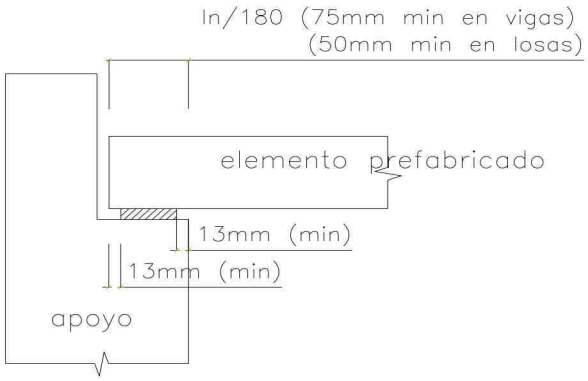


Fig. 16.6.2. Longitud de apoyo de un elemento prefabricado.

16.6.2.3 Los requisitos de 12.11.1 no se aplican al refuerzo para momento positivo en elementos prefabricados estáticamente determinados, pero al menos un tercio de dicho refuerzo debe extenderse hasta el centro del apoyo, tomando en consideración las tolerancias permitidas en 7.5.2.2 y 16.2.3.

16.7 ELEMENTOS EMBEBIDOS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO

16.7.1 Cuando lo apruebe el proyectista, se permite que los elementos embebidos (como espigas – *dowels* – o insertos) que sobresalgan del concreto o que queden expuestos para inspección sean embebidos mientras el concreto está en estado plástico, siempre que se cumpla con 16.7.1.1, 16.7.1.2 y 16.7.1.3.

16.7.1.1 No se requiera que los elementos embebidos sean enganchados o amarrados al refuerzo dentro del concreto.

16.7.1.2 Los elementos embebidos sean mantenidos en la posición correcta mientras el concreto está en estado plástico.

16.7.1.3 El concreto sea compactado adecuadamente alrededor de los elementos embebidos.

16.8 MARCAS E IDENTIFICACIÓN

16.8.1 Todo elemento prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura y su fecha de fabricación.

16.8.2 Las marcas de identificación deben corresponder con las de los planos de montaje.

16.9 MANIPULACIÓN

16.9.1 El diseño de los elementos debe considerar las fuerzas y distorsiones que ocurren durante el curado, desencofrado, almacenamiento y montaje, de manera que los elementos prefabricados no sufran sobreesfuerzos o daños.

16.9.2 Las estructuras y elementos prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento e integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.

16.10 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS

16.10.1 Se permite que un elemento prefabricado que se transforma en uno compuesto mediante concreto colocado en sitio, sea ensayado como un elemento prefabricado aislado en flexión de acuerdo con 16.10.1.1 y 16.10.1.2.

16.10.1.1 Las cargas de ensayo deben ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que para el elemento prefabricado aislado no es crítica la compresión o el pandeo.

16.10.1.2 La carga de ensayo debe ser la carga que, cuando se aplica al elemento prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en el refuerzo de tracción que las que se inducirían al cargar el elemento compuesto con las cargas de ensayo requeridas por 20.3.2.

16.10.2 Las disposiciones de 20.5 deben ser la base para la aceptación o rechazo de los elementos prefabricados.

SENCICO

CAPÍTULO 17
ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO SOMETIDOS A FLEXIÓN

17.1 ALCANCE

17.1.1 Las disposiciones del Capítulo 17 deben aplicarse al diseño de elementos compuestos de concreto sometidos a flexión, definidos como elementos prefabricados de concreto o fabricados en obra, construidos en etapas diferentes pero conectados entre si de manera tal que respondan a las cargas como una sola unidad.

17.1.2 Todas las disposiciones de esta Norma son aplicables a los elementos compuestos sometidos a flexión, excepto en lo específicamente modificado en este Capítulo.

17.2 GENERALIDADES

17.2.1 Se permite usar elementos compuestos, en su totalidad o porciones de ellos, para resistir cortante y momento.

17.2.2 Los elementos individuales deben investigarse para todas las etapas de carga.

17.2.3 Si la resistencia especificada, la densidad u otras propiedades de los diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales o los valores más críticos.

17.2.4 En el cálculo de la resistencia de elementos compuestos no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y no apuntalados.

17.2.5 Todos los elementos deben diseñarse para resistir las cargas aplicadas antes del completo desarrollo de la resistencia de diseño del elemento compuesto.

17.2.6 Se debe diseñar el refuerzo requerido para controlar el agrietamiento y prevenir la separación de los elementos individuales de los miembros compuestos.

17.2.7 Los elementos compuestos deben cumplir con los requisitos de control de deflexiones dados en 9.6.

17.3 APUNTALAMIENTO

Donde se emplee apuntalamiento, éste no deberá retirarse hasta que los elementos soportados hayan desarrollado las propiedades de diseño requeridas para resistir todas las cargas, y limitar las deflexiones y el agrietamiento en el momento de retirar los puntales.

17.4 RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

17.4.1 Donde se considere que el cortante vertical es resistido por todo el elemento compuesto, el diseño se hará de acuerdo con los requisitos del Capítulo 11, como si se tratara de un elemento monolítico de la misma sección transversal.

17.4.2 El refuerzo para cortante debe estar totalmente anclado dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en 12.13.

17.4.3 Se permite considerar el refuerzo para cortante vertical, debidamente anclado y extendido a lo largo del elemento, como refuerzo para tomar el cortante horizontal.

17.5 RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

17.5.1 En un elemento compuesto, debe asegurarse la transmisión completa de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto de los elementos conectados.

17.5.2 En los requisitos de 17.5, d debe tomarse como la distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total al centroide del refuerzo longitudinal en tracción, preesforzado y no preesforzado (si existe) pero no hay necesidad de tomarlo menor de $0{,}8\,h$ para elementos de concreto preesforzado.

SENCICO

17.5.3 A menos que se calcule de acuerdo con 17.5.4, el diseño de las secciones transversales sometidas a cortante horizontal debe basarse en:

$$Vu \leq \phi\, Vnh \qquad (17\text{-}1)$$

donde Vnh es la resistencia nominal al cortante horizontal calculada de acuerdo con 17.5.3.1 a 17.5.3.4.

17.5.3.1 Donde las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y se hayan hecho rugosas intencionalmente, la resistencia al cortante Vnh no debe tomarse mayor a 0,55 $bv\, d$.

17.5.3.2 Donde se proporcione el mínimo de estribos de acuerdo con 17.6 y las superficies de contacto estén limpias y libres de lechada, pero no se hayan hecho rugosas intencionalmente, Vnh no debe tomarse mayor a 0,55 $bv\, d$.

17.5.3.3 Donde se proporcione el mínimo de estribos de acuerdo con 17.6 y las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y se hayan hecho rugosas intencionalmente con una amplitud aproximada de 6 mm, Vnh debe tomarse igual a $(1{,}8 + 0{,}6\,\rho v\, fy)\,\lambda\, bv\, d$, pero no mayor que 3,5 $bv\, d$. Deben usarse los valores de λ indicados en 11.7.4.3 y ρv es $Av/(bv\, s)$.

17.5.3.4 Donde Vu en la sección bajo consideración exceda de ϕ (3,5 $bv\, d$), el diseño por cortante horizontal debe hacerse de acuerdo con 11.7.4.

17.5.4 Como alternativa a 17.5.3, el cortante horizontal podrá determinarse calculando la variación real de la fuerza de comprensión o de tracción en cualquier segmento, y deberán tomarse medidas para transferir esa fuerza como cortante horizontal al elemento soportante. La fuerza cortante horizontal amplificada no debe exceder la resistencia a cortante ϕVnh como se indica en 17.5.3.1 a 17.5.3.4, donde el área de la superficie de contacto debe sustituir a $bv\, d$.

17.5.4.1 Donde los estribos proporcionados para resistir el cortante horizontal se diseñan para satisfacer 17.5.4, la relación entre el área de los estribos y el espaciamiento a lo largo del elemento debe representar aproximadamente la distribución del esfuerzo de cortante en el elemento.

17.5.5 Donde exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos conectados, sólo se permitirá la transmisión de cortante por contacto cuando se proporcione el mínimo de estribos de acuerdo con 17.6.

17.6 ESTRIBOS PARA CORTANTE HORIZONTAL

17.6.1 Donde se colocan estribos para transferir el cortante horizontal, el área de los estribos no debe ser menor que la requerida por 11.5.6.2, y su espaciamiento no debe exceder de cuatro veces la dimensión menor del elemento soportado, ni de 600 mm.

17.6.2 Los estribos que resisten el cortante horizontal deben consistir en barras individuales, alambres, estribos de ramas múltiples o ramas verticales de refuerzo electrosoldado de alambre.

17.6.3 Todos los estribos deben anclarse totalmente dentro de cada uno de los elementos conectados de acuerdo con 12.13.

SENCICO

CAPÍTULO 18
CONCRETO PREESFORZADO

18.1 ALCANCE

18.1.1 Las disposiciones del Capítulo 18 se deben aplicar a elementos preesforzados con alambre, torones o barras que cumplan con las disposiciones para aceros de preesforzado de 3.5.5.

18.1.2 Todas las disposiciones de esta Norma, no excluidas específicamente y que no contradigan las disposiciones del Capítulo 18, deben considerare aplicables al concreto preesforzado.

18.1.3 Las siguientes disposiciones de esta Norma no deben aplicarse al concreto preesforzado, excepto cuando esté específicamente señalado: 6.4.4, 8.10.2, 8.10.3, 8.10.4, 8.11, 9.8.1, 10.5, 10.6, 10.9.1, 10.9.2, Capítulo 13, 14.3, 14.5 y 14.6.

18.2 GENERALIDADES

18.2.1 Los elementos preesforzados deben cumplir con los requisitos de resistencia especificados en esta Norma.

18.2.2 En el diseño de elementos preesforzados deben contemplarse la resistencia y el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga durante la vida de la estructura, desde el momento en que el preesforzado se aplique por primera vez.

18.2.3 En el diseño deben considerarse las concentraciones de esfuerzos debidas al preesforzado.

18.2.4 Deben tomarse medidas con respecto a los efectos provocados por el preesforzado sobre las estructuras adyacentes debidos a deformaciones plásticas y elásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones. También deben considerarse los efectos por cambios de temperatura y retracción.

18.2.5 Debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre los puntos en que el concreto y el acero de preesforzado estén en contacto intermitente en un ducto de mayor tamaño que el necesario, al igual que la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas.

18.2.6 Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia del acero de preesforzado, debe considerarse el efecto de la pérdida de área debida a los ductos abiertos.

18.3 SUPOSICIONES DE DISEÑO

18.3.1 El diseño por resistencia de elementos preesforzados para cargas axiales y de flexión debe basarse en las suposiciones de 10.2, excepto que 10.2.4 se debe aplicar únicamente al refuerzo corrugado que cumpla con lo señalado en 3.5.3.

18.3.2 Para el análisis de los esfuerzos en la transferencia del preesforzado, bajo cargas de servicio y cargas de fisuración, se debe emplear la teoría elástica con las suposiciones de 18.3.2.1 y 18.3.2.2.

18.3.2.1 Las deformaciones unitarias varían linealmente en el peralte del elemento en todas las etapas de carga.

18.3.2.2 En las secciones fisuradas, el concreto no resiste tracción.

18.3.3 Los elementos preesforzados sometidos a flexión deben clasificarse como Clase U o Clase T, en función del esfuerzo en la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida en tracción, ft, calculado para cargas de servicio, de la siguiente forma:

(a) Clase U: $ft \le 0,62\sqrt{f'c}$

(b) Clase T: $0,62\sqrt{f'c} < ft \le 1,0\sqrt{f'c}$

Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como Clase U, con $ft \le 0,50\sqrt{f'c}$.

SENCICO

18.3.4 Para los elementos sometidos a flexión Clase U y Clase T, se permite calcular los esfuerzos para cargas de servicio usando la sección no fisurada.

18.3.5 Las deflexiones de los elementos preesforzados sometidos a flexión deben ser calculadas de acuerdo con 9.6.4.

18.4 REQUISITOS DE SERVICIO - ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

18.4.1 Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia del preesforzado (antes de las pérdidas de preesfuerzo que dependen del tiempo) no deben exceder los valores siguientes:

(a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión…… $0,60\,f'ci$

(b) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción, salvo lo permitido en (c)…….... $0,25\sqrt{f'ci}$

(c) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados ……..……... $0,50\sqrt{f'ci}$

donde los esfuerzos de tracción calculados, ft, excedan los límites señalados en (b) o (c), deberá colocarse refuerzo adicional adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada con la suposición de sección no fisurada. El refuerzo adicional se determinará sobre la base de un esfuerzo admisible de 0,6 fy , sin exceder de 210 MPa.

18.4.2 Para los elementos preesforzados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de haber ocurrido todas las pérdidas de preesforzado), no deben exceder los valores siguientes:

(a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a las cargas sostenidas en el tiempo..……..……..…… $0,45\,f'c$

(b) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debida al preesforzado y al total de las cargas ……..……..……..... $0,60\,f'c$

18.4.3 Se pueden exceder los esfuerzos admisibles del concreto indicados en 18.4.1 y 18.4.2 si se demuestra mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento del elemento bajo condiciones de servicio.

18.4.4.1 Para estructuras sometidas a fatiga o expuestas a medios corrosivos, se deberán adoptar precauciones especiales. Para condiciones de ambiente corrosivo, definido como un ambiente en que existe ataque químico (agua marina, ambiente industrial corrosivo, gases de alcantarillas, aguas servidas, etc.), se debe usar un recubrimiento mayor que el indicado en 7.7.2 y se deben reducir los esfuerzos de tracción en el concreto para controlar la fisuración bajo cargas de servicio.

18.5 ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFORZADO

18.5.1 Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado no deben exceder:

(a) Debido a la fuerza del gato de preesforzado……..…….. $0,94\,fpy$ pero no mayor que el mínimo entre $0,80\,fpu$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje.

(b) Inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo ……..…. $0,82\,fpy$ pero no mayor que $0,74\,fpu$

(c) Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia ……..……..……..…… $0,70\,fpu$

18.6 PÉRDIDAS DE PREESFUERZO

18.6.1 Para determinar el esfuerzo efectivo en el acero de preesforzado, fse, deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de preesforzado.

(a) Asentamiento del anclaje durante la transferencia.

(b) Acortamiento elástico del concreto.

SENCICO

(c) Flujo plástico del concreto.
(d) Retracción del concreto.
(e) Relajación del esfuerzo en el acero de preesforzado.
(f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

18.6.2 Pérdidas por fricción en los tendones de postensado

18.6.2.1 Ppx, que es la fuerza en los tendones de postensado a una distancia ℓpx, del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse mediante:

$$Ppx = Ppj\ e^{-(K\,\ell px + \mu p\ \alpha px)} \qquad (18\text{-}1)$$

Cuando $(K\,\ell px + \mu p\,\alpha px)$ no es mayor que 0,3; Ppx puede calcularse mediante:

$$Ppx = Ppj\ (1 + K\,\ell px + \mu p\ \alpha px)^{-1} \qquad (18\text{-}2)$$

ℓpx debe estar expresado en metros.

18.6.2.2 Las pérdidas por fricción deben basarse en coeficientes de fricción por curvatura μp y por desviación accidental K determinados experimentalmente y deben ser verificados durante las operaciones de tensado del tendón. En la Tabla 18.1 se muestran rangos de valores comunes para estos coeficientes.

TABLA 18.1
RANGOS DE VALORES DE LOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN EN TENDONES POSTENSADOSE EN LAS ECUACIONES (18-1) Y (18-2)

			Coeficiente por desviación accidental, K	Coeficiente de curvatura, μp
Tendones inyectados en ducto metálico		Tendones de alambre Barras de alta resistencia Torones de 7 alambres	0,0033–0,0049 0,0003–0,0020 0,0016–0,0066	0,15 - 0,25 0,08 - 0,30 0,15 - 0,25
Tendones no adheridos	con mástique	Tendones de alambre y torones de 7 alambres	0,0033–0,0066	0,05 - 0,15
	pre engrasados	Tendones de alambre y torones de 7 alambres	0,0010–0,0066	0,05 - 0,15

Los coeficientes incluidos en la Tabla 18.1 dan el rango de valores que normalmente puede esperarse. Debido a la gran variedad de ductos de acero de preesforzado y recubrimientos disponibles, estos valores sólo pueden servir como guía. Los valores de los coeficientes que se deben utilizar para aceros de preesforzado y ductos de tipo especial deben obtenerse de los fabricantes de tendones y ser verificados experimentalmente.

18.6.2.3 En los planos de diseño se deben colocar los valores de K y μp empleados en el diseño.

18.6.3 Cuando exista pérdida de presfuerzo en un elemento debido a la conexión del mismo con otro elemento adyacente, dicha pérdida de preesforzado debe tenerse en cuenta en el diseño.

SENCICO

18.7 RESISTENCIA A FLEXIÓN

18.7.1 La resistencia de diseño para elementos sometidos a flexión se debe calcular con los métodos de diseño por resistencia de esta Norma. Para el acero de preesforzado, fps debe sustituir a fy en los cálculos de resistencia.

18.7.2 Como alternativa a una determinación más precisa de fps basada en la compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados de fps, siempre que fse no sea menor que 0,5 fpu

(a) Para elementos con tendones adheridos.

$$fps = fpu\left(1 - \frac{\gamma p}{\beta_1}\left[\rho p\ \frac{fpu}{f'c} + \frac{d}{dp}(\omega - \omega')\right]\right) \qquad (18\text{-}3)$$

donde $\rho p = Aps/bd$; $\omega = \rho\, fy/f'c$; $\omega' = \rho'\, fy/f'c$ y γ_P es 0,55 para fpy/fpu entre 0,80 y 0,85; 0,40 para fpy/fpu entre 0,85 y 0,90 y 0,28 para fpy/fpu mayor que 0,90.

Cuando se tiene en cuenta cualquier refuerzo de compresión al calcular fps mediante la ecuación (18-3), el término:

$$\left[\rho p\ \frac{fpu}{f'c} + \frac{d}{dp}\ (\omega - \omega')\right]$$

no debe tomarse menor de 0,17 y d' no debe ser mayor de 0,15 dp.

(b) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz a peralte de 35 ó menos:

$$fps = fse + 70 + \frac{f'c}{100\ \rho_p} \qquad (18\text{-}4)$$

pero fps en la ecuación (18-4) no debe tomarse mayor que fpy ni que (fse + 420).

(c) Para elementos con tendones no adheridos y con una relación luz a peralte mayor de 35:

$$fps = fse + 70 + \frac{f'c}{300\ \rho_p} \qquad (18\text{-}5)$$

pero fps en la ecuación (18-5) no debe tomarse mayor que fpy ni que (fse + 210).

18.7.3 Se puede considerar que el refuerzo no preesforzado que cumple con 3.5.3, en caso de utilizarse simultáneamente con acero de preesforzado, contribuye a la fuerza de tracción y se permite incluirlo en los cálculos de resistencia a la flexión con un esfuerzo igual a fy. Se permite incluir otros refuerzos no preesforzados en los cálculos de resistencia únicamente si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar los esfuerzos en dicho refuerzo.

18.8 LÍMITES DEL REFUERZO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

18.8.1 La cuantía de armadura pretensada y no pretensada empleada para calcular la resistencia a flexión de una sección, excepto por lo dispuesto en 18.8.2, debe ser tal que:

ωp , $[\omega p + (d/dp)(\omega - \omega')]$ ó $[\omega pw + (d/dp)(\omega w - \omega' w)]$ no sea mayor de $0{,}36\ \beta_1$.

La cuantía ωp se calcula como $\rho p\ fps/f'c$. Las cuantías ωw y ωpw se utilizan en secciones T y se calculan como ω y ωp, respectivamente, excepto que cuando se calculan ρ y ρp, debe usarse el ancho del alma bw y el área de refuerzo o acero de presforzado requerida para

SENCICO

desarrollar la resistencia a la compresión del alma sola debe usarse en lugar de As o Aps. La cuantía $\omega'w$ se calcula como ω', excepto que al calcular ρ', debe usarse el ancho del alma bw en lugar de b.

18.8.2 Cuando la cuantía de acero sea tal que se exceda lo indicado en 18.8.1, la resistencia de diseño en flexión no debe exceder de la resistencia a flexión que se obtiene a partir del momento de las fuerzas de compresión.

18.8.3 La cantidad total de refuerzo preesforzado y no preesforzado, debe ser la necesaria para desarrollar una carga amplificada de por lo menos 1,2 veces la carga de fisuración, calculada en base al módulo de rotura fr indicado en 9.6.2.3. Se permite omitir esta disposición para los casos siguientes:

(a) Losas en dos direcciones con postensado no adherido.

(b) Elementos a flexión con una resistencia a cortante y a flexión al menos del doble de la requerida en 9.2.

18.8.4 Parte o todo el refuerzo adherido consistente en barras o tendones debe colocarse lo más cerca posible de la cara en tracción en los elementos preesforzados sometidos a flexión. En elementos preesforzados con tendones no adheridos, el refuerzo mínimo adherido consistente en barras o tendones debe cumplir con los requisitos de 18.9.

18.9 REFUERZO MÍNIMO ADHERIDO

18.9.1 En todos los elementos sometidos a flexión con tendones no adheridos, debe proporcionarse un área mínima de refuerzo adherido, tal como se requiere en 18.9.2 y 18.9.3.

18.9.2 Con excepción de lo dispuesto en 18.9.3, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante

$$As = 0,004\, Act \qquad (18\text{-}6)$$

donde Act es el área de la porción de la sección transversal entre el borde en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.

18.9.2.1 El refuerzo adherido requerido por la ecuación (18-6) debe estar distribuido de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida y tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

18.9.2.2 El refuerzo adherido se requiere independientemente de las condiciones de esfuerzos bajo carga de servicio.

18.9.3 En sistemas de losas planas en dos direcciones, el área mínima y la distribución del refuerzo adherido deben cumplir con lo requerido en 18.9.3.1, 18.9.3.2 y 18.9.3.3.

18.9.3.1 No se requiere refuerzo adherido en las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción en la fibra extrema en tracción de la zona de tracción precomprimida al nivel de cargas de servicio, ft (después de considerar todas la pérdidas de preesforzado), no excede $0,17\sqrt{f'c}$.

18.9.3.2 En las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0,17\sqrt{f'c}$, el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante:

$$As = \frac{Nc}{0,5\, fy} \qquad (18\text{-}7)$$

donde el valor de fy usado en el ecuación (18-7) no debe exceder de 420 MPa. El refuerzo adherido debe distribuirse de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida, tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

SENCICO

18.9.3.3 En las zonas de momento negativo sobre las columnas de apoyo, el área mínima del refuerzo adherido, As, en la parte superior de la losa en cada dirección, debe calcularse mediante:

$$As = 0,00075\,Acf \qquad (18\text{-}8)$$

donde Acf es la mayor área de la sección transversal bruta de las franjas viga - losa en los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en la columna en una losa en dos direcciones.

El refuerzo adherido requerido por la ecuación (18-8) debe distribuirse entre líneas que están $1,5h$ fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Deben colocarse por lo menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo adherido no debe exceder de 300 mm.

18.9.4 La longitud mínima del refuerzo adherido requerido en 18.9.2 y 18.9.3 debe ser la indicada en 18.9.4.1, 18.9.4.2 y 18.9.4.3.

18.9.4.1 En zonas de momento positivo, la longitud del refuerzo adherido debe ser como mínimo un tercio de la luz libre, ℓn /3 , y estar centrada en la zona de momento positivo.

18.9.4.2 En zonas de momento negativo, el refuerzo adherido debe prolongarse como mínimo un sexto de la luz libre, ℓn /6 , a cada lado del apoyo.

18.9.4.3 Cuando se dispone refuerzo adherido para contribuir a la resistencia de diseño, ϕMn , de acuerdo con 18.7.3 o para las condiciones de esfuerzo de tracción de acuerdo con 18.9.3.2, la longitud mínima deberá cumplir también con las disposiciones del Capítulo 12.

18.10 ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS

18.10.1 Los pórticos y elementos continuos de concreto preesforzado deben diseñarse para un comportamiento satisfactorio en condiciones de cargas de servicio y para ofrecer una resistencia adecuada.

18.10.2 El comportamiento en condiciones de carga de servicio debe determinarse mediante un análisis elástico, considerando las reacciones, momentos, cortantes y fuerzas axiales producidas por el preesforzado, flujo plástico, retracción, variaciones de temperatura, deformación axial, restricción de los elementos estructurales adyacentes y asentamientos de la cimentación.

18.10.3 Los momentos flectores que se utilizan para calcular la resistencia requerida, deben ser la suma de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el preesforzado (con un factor de amplificación de 1,0) y los momentos debidos a las cargas de diseño amplificadas. Se permite ajustar la suma de estos momentos tal como lo indica 18.10.4.

18.10.4 Redistribución de momentos en elementos preesforzados continuos sometidos a flexión

18.10.4.1 Cuando se provee refuerzo adherido en los apoyos de acuerdo con 18.9, se permite reducir los momentos negativos o positivos, calculados por medio de la teoría elástica para cualquier distribución de carga supuesta, de acuerdo a lo indicado en 8.4.

18.10.4.2 Los momentos reducidos deberán usarse para la determinación de todas las otras fuerzas de sección a lo largo de todo el vano. El equilibrio estático debe mantenerse luego de la redistribución, para cada distribución de carga supuesta.

18.11 ELEMENTOS A COMPRESIÓN – CARGA AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS

18.11.1 Los elementos de concreto preesforzado sometidos a carga axial y flexión combinadas, con o sin refuerzo no preesforzado, deben diseñarse de acuerdo con los métodos de diseño por resistencia de esta Norma para elementos no preesforzados. Deben incluirse los efectos de preesforzado, retracción, flujo plástico y cambios de temperatura.

SENCICO

18.11.2 Límites del refuerzo en elementos preesforzados sometidos a compresión

18.11.2.1 Los elementos con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto debido solamente a la fuerza de preesforzado, fpc, menor de 1,6 MPa deben contar con un refuerzo mínimo de acuerdo con 7.10, 10.9.1 y 10.9.2 para columnas, o con 14.3 cuando se trata de muros.

18.11.2.2 Excepto en el caso de muros, los elementos con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto, debido únicamente a la fuerza efectiva de preesforzado, igual o superior a 1,6 MPa deben tener todos los tendones rodeados por espirales o estribos laterales, de acuerdo con (a) a (d):

(a) Las espirales deben cumplir con lo indicado en 7.10.4.

(b) Los estribos laterales deben ser por lo menos de 3/8" o formarse con refuerzo electrosoldado de alambre de área equivalente y tener un espaciamiento vertical que no exceda de 48 veces el diámetro de la barra o del alambre ni la menor dimensión del elemento a compresión.

(c) Los estribos deben localizarse verticalmente, por encima del borde superior de la zapata o de la losa de cualquier piso, a una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento requerido y deben distribuirse hasta una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento por debajo del refuerzo horizontal inferior de los elementos apoyados en la parte superior.

(d) Cuando existan vigas o ménsulas que enmarquen por todos los lados a la columna, se permite terminar los estribos a no más de 75 mm por debajo del refuerzo inferior de dichas vigas o ménsulas.

18.11.2.3 Para muros con un esfuerzo promedio de compresión en el concreto, debido únicamente a la fuerza efectiva de preesforzado, igual o mayor que 1,6 MPa, los requisitos mínimos de refuerzo de 14.3 pueden obviarse cuando el análisis estructural demuestre que se tienen resistencia y estabilidad adecuadas.

18.12 SISTEMAS DE LOSAS

18.12.1 Los momentos y cortantes amplificados en sistemas de losas preesforzadas, reforzadas a flexión en más de una dirección, podrán determinarse mediante el Método del Pórtico Equivalente o mediante procedimientos de diseño más elaborados.

18.12.2 La resistencia a flexión de diseño, ϕMn, en losas preesforzadas exigida por 9.3 para cada sección debe ser mayor o igual a Mu teniendo en cuenta 9.2, 18.10.3 y 18.10.4. La resistencia a cortante de diseño, ϕVn, de losas preesforzadas exigida por 9.3 en la zona aledaña a las columnas debe ser mayor o igual a Vu, teniendo en cuenta 9.2, 11.1, 11.12.2 y 11.12.6.2.

18.12.3 En condiciones de carga de servicio, todas las limitaciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones, deben cumplirse considerando adecuadamente los factores señalados en 18.10.2.

18.12.4 Para cargas uniformemente distribuidas, el espaciamiento de los tendones o grupos de tendones en una dirección no debe exceder el menor de 8 veces el espesor de la losa ni 1,5 m. El espaciamiento de los tendones debe proveer un presfuerzo promedio mínimo efectivo de 0,9 MPa sobre la sección de losa tributaria al tendón o grupo de tendones. Debe proporcionarse un mínimo de dos tendones en cada dirección a través de la sección crítica de cortante sobre las columnas. En losas con cargas concentradas debe considerarse especialmente el espaciamiento de los tendones.

18.12.5 En losas con tendones no adheridos debe proporcionarse refuerzo adherido de acuerdo con 18.9.3 y 18.9.4.

18.13 ZONA DE ANCLAJE DE TENDONES POSTENSADOS

18.13.1 Zona de anclaje

Se debe considerar que la zona de anclaje se compone de dos sectores:

SENCICO

La zona general es la zona de anclaje tal como se define en 2.2 e incluye la zona local. La zona local consiste en un prisma rectangular (o rectangular equivalente para anclajes circulares u ovalados) que circunda al dispositivo de anclaje y al refuerzo de confinamiento.

18.13.2 Zona local

18.13.2.1 El diseño de las zonas locales debe basarse en la fuerza amplificada de preesforzado, Ppu, y en los requisitos de 9.2.11 y 9.3.2.5.

18.13.2.2 Debe proporcionarse refuerzo a la zona local en donde se requiera para un funcionamiento adecuado del dispositivo de anclaje.

18.13.2.3 Los requisitos para la zona local de 18.13.2.2 se satisfacen con lo indicado en 18.14.1 ó 18.15.1 y 18.15.2.

18.13.3 Zona general

18.13.3.1 El diseño de las zonas generales debe basarse en la fuerza amplificada de preesforzado, Ppu, y en los requisitos de 9.2.11 y 9.3.2.5.

18.13.3.2 Se debe proporcionar refuerzo en la zona general donde se requiera para resistir las fuerzas longitudinales de tracción en el borde inducidas por los dispositivos de anclaje. Deben considerarse los efectos de cambios abruptos en la sección.

18.13.3.3 Los requisitos para la zona general establecidos en 18.13.3.2 se consideran satisfechos si se cumple con 18.13.4, 18.13.5, 18.13.6 y cada vez que sea aplicable con lo indicado en 18.14.2, 18.14.3, ó 18.15.3.

18.13.4 Resistencia nominal de los materiales

18.13.4.1 El esfuerzo nominal a tracción del refuerzo adherido esta limitada a fy para el refuerzo no preesforzado y a fpy para el refuerzo preesforzado. El esfuerzo nominal de tracción del refuerzo no adherido preesforzado para resistir las fuerzas de tracción en las zonas de anclaje debe estar limitado a $fps = fse + 70$ en MPa.

18.13.4.2 Salvo el caso de concreto confinado dentro de espirales o estribos cerrados que proporcionen confinamiento equivalente al indicado por la ecuación (10-5), la resistencia nominal a compresión del concreto en la zona general debe limitarse a $0,7\lambda\, f'ci$.

18.13.4.3 La resistencia a compresión del concreto en el momento de postensar, $f'ci$, debe especificarse en los planos de diseño. A menos que se usen dispositivos de anclaje sobredimensionados para compensar la menor resistencia a compresión o que el acero esté esforzado a no más del 50% de la fuerza final del preesforzado, el acero de preesforzado no debe tensarse sino hasta que la resistencia a la compresión del concreto medida en ensayos consistentes con el curado del elemento, sea al menos 28 MPa para torones de varios alambres o de a lo menos 17 MPa para los tendones de un cable o para barras.

18.13.5 Métodos de diseño

18.13.5.1 Para el diseño de zonas generales se permiten utilizar los métodos indicados a continuación, siempre que los procedimientos den como resultado predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de ensayos.

(a) Modelos de plasticidad basados en equilibrio (modelos “puntal - tensor”).

(b) Análisis lineal de esfuerzos (incluyendo análisis por elementos finitos o equivalente).

(c) Ecuaciones simplificadas, cuando sean aplicables.

18.13.5.2 No deben utilizarse las ecuaciones simplificadas en los casos en que la sección transversal del elemento no sea rectangular, en donde las discontinuidades en o cerca de la zona general causen desviaciones en la trayectoria de las fuerzas, en donde la distancia mínima al borde sea menor que 1,5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección o en donde se usen dispositivos múltiples de anclaje que no queden dispuestos como un solo grupo compacto.

SENCICO

18.13.5.3 La secuencia de tensados debe especificarse en los planos y considerarse en el diseño.

18.13.5.4 Deben considerarse los efectos tridimensionales en el diseño. Los análisis se deben realizar usando procedimientos tridimensionales o considerando la suma de los efectos en dos planos ortogonales.

18.13.5.5 Para los dispositivos de anclaje ubicados lejos del extremo del elemento, debe proporcionarse refuerzo adherido para transferir, al menos, $0,35\,Ppu$ a la sección de concreto que queda detrás del anclaje. Tal refuerzo debe colocarse simétricamente alrededor de los dispositivos de anclaje y debe estar completamente anclado tanto por detrás como por delante de los dispositivos de anclaje.

18.13.5.6 Cuando los tendones son curvados en la zona general, excepto para tendones de un cable en losas o donde el análisis demuestre que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar refuerzo adherido con el objeto de resistir las fuerzas radiales y de hendimiento.

18.13.5.7 Excepto para tendones de un cable o donde el análisis demuestre que no se requiere refuerzo, se debe proporcionar un refuerzo mínimo en direcciones ortogonales paralelas a la superficie posterior de todas las zonas de anclaje, con una resistencia nominal a la tracción igual al 2% de cada fuerza de preesforzado amplificada, con el objeto de evitar el descascaramiento.

18.13.5.8 No se debe considerar la resistencia a la tracción del concreto al calcular el refuerzo requerido.

18.13.6 Requisitos de detallado

La elección de los tamaños de refuerzo, espaciamientos, recubrimiento y otros detalles para las zonas de anclaje, debe contemplar las tolerancias en el doblado, fabricación e instalación del refuerzo, el tamaño del agregado y la correcta colocación y consolidación del concreto.

18.14 DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE UN ALAMBRE O BARRAS DE HASTA 16 mm DE DIÁMETRO

18.14.1 Diseño de la zona local

Los dispositivos de anclaje de un solo cable o barra de 16 mm o menos de diámetro y el refuerzo de una zona local deben cumplir con lo indicado en la publicación ACI 423.6 "*Specification for Unbonded Single-Strand Tendons*" o con los requisitos para dispositivos especiales de anclaje señalados en 18.15.2.

18.14.2 Diseño de la zona general para tendones en losas

18.14.2.1 Para los dispositivos de anclaje para cables de 13 mm de diámetro o menores en losas de concreto de peso normal, se debe proporcionar refuerzo mínimo que cumpla con los requisitos de 18.14.2.2 y 18.14.2.3, a menos que un análisis detallado que cumpla con lo indicado en 18.13.5 demuestre que tal refuerzo no es necesario.

18.14.2.2 Se deben disponer dos barras horizontales de diámetro no menor a 1/2", paralelas al borde de la losa. Se permite que dichas barras estén en contacto con la cara frontal del dispositivo de anclaje y deben estar dentro de una distancia $h/2$ delante de cada dispositivo. Dichas barras deben extenderse, por lo menos, 150 mm a cada lado de los bordes exteriores de cada dispositivo.

18.14.2.3 Si el espaciamiento, medido centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, los dispositivos de anclaje se deben considerar como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deben proporcionar $n + 1$ barras en horquilla o estribos cerrados al menos de diámetro 3/8", donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Debe colocarse una barra en horquilla o estribo entre cada dispositivo de anclaje y uno a cada lado del grupo. Las barras en horquilla o estribos deben colocarse con los extremos extendiéndose dentro de la losa, perpendicularmente al borde. La parte central de las barras en horquilla o estribos debe colocarse perpendicularmente al plano de la losa desde $3h/8$ hasta $h/2$ delante de los dispositivos de anclaje.

SENCICO

18.14.2.4 Para dispositivos de anclaje que no se ajusten a lo indicado en 18.14.2.1, el refuerzo mínimo debe basarse en un análisis detallado que cumpla con los requisitos de 18.13.5.

18.14.3 Diseño de la zona general para grupos de cables de un alambre en vigas principales y secundarias

El diseño de la zona general para los grupos de cables de un alambre en vigas principales y secundarias debe cumplir con los requisitos de 18.13.3 a 18.13.5.

18.15 DISEÑO DE LAS ZONAS DE ANCLAJE PARA CABLES DE VARIOS ALAMBRES

18.15.1 Diseño de la zona local

Los dispositivos básicos de anclaje para varios cables y el refuerzo de la zona local deben cumplir con los requisitos establecidos por AASHTO en "*Standard Specification for Highway Bridges*", división I, artículos 9.21.7.2.2 a 9.21.7.2.4.

Los dispositivos especiales de anclaje deben cumplir con los ensayos requeridos en AASHTO "*Standard Specification for Highway Bridges*", división I, artículo 9.21.7.3 y descrito en AASHTO "*Standard Specification for Highway Bridges*", división II, artículo 10.3.2.3.

18.15.2 Uso de dispositivos especiales de anclaje

Cuando se vayan a usar dispositivos especiales de anclaje, se debe proporcionar refuerzo de superficie suplementario en las regiones correspondientes a las zonas de anclaje, además del refuerzo de confinamiento especificada para el dispositivo de anclaje. Este refuerzo suplementario debe ser igual en configuración y por lo menos equivalente en cuantía volumétrica al refuerzo de superficie suplementario usado en los ensayos para calificar la aceptación del dispositivo de anclaje.

18.15.3 Diseño de la zona general

El diseño de la zona general para los cables de varios alambres debe cumplir con los requisitos establecidos en 18.13.3 a 18.13.5.

18.16 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE TENDONES DE PREESFORZADO NO ADHERIDOS

18.16.1 Los tendones de preesforzado no adheridos deben estar encapsulados en ductos de postensado. Los cables de preesforzado deben quedar completamente recubiertos y los ductos deben llenarse con un material adecuado que asegure la protección contra la corrosión.

18.16.2 Los ductos de postensado deben ser impermeables y continuos en toda la longitud no adherida.

18.16.3 Para aplicaciones en ambientes corrosivos, los ductos de postensado deben estar conectados a todos los anclajes, ya sean de tensado, intermedios o fijos, de manera impermeable.

18.16.4 Los tendones no adheridos de un solo cable deben protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en la publicación del ACI 423.6 "*Specification for Unbonded Single-Strand Tendons*".

18.17 DUCTOS PARA POSTENSADO

18.17.1 Los ductos para cables que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables y no reactivos con el concreto, acero de preesforzado, mortero de inyección e inhibidores de la corrosión.

18.17.2 Los ductos inyectados para un solo alambre, un torón o una barra deben tener un diámetro interior al menos 6 mm mayor que el diámetro del acero de preesforzado.

18.17.3 Los ductos inyectados para alambres, torones o barras agrupados deben tener un área transversal interior al menos igual a dos veces el área transversal del acero de preesforzado.

18.17.4 Los ductos deben mantenerse libres de agua empozada si los elementos que van a inyectarse con mortero de inyección pudieran estar expuestos a temperaturas bajo el punto de congelamiento antes de la inyección del mortero.

SENCICO

18.18 MORTERO DE INYECCIÓN PARA TENDONES ADHERIDOS

18.18.1 El mortero de inyección debe consistir en una mezcla de cemento Portland y agua o de cemento Portland, arena y agua.

18.18.2 Los materiales para el mortero de inyección deben cumplir con lo especificado en 18.18.2.1 a 18.18.2.4.

18.18.2.1 El cemento Portland debe cumplir con los requisitos de 3.2.

18.18.2.2 El agua debe cumplir con los requisitos de 3.4.

18.18.2.3 Si se usa arena, esta debe cumplir con los requisitos de ASTM C 144 "*Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar*", excepto que se permite modificar la granulometría conforme sea necesario para lograr una trabajabilidad satisfactoria.

18.18.2.4 Se permite el uso de aditivos que cumplan con lo establecido en 3.6 siempre que se sepa que no producen efectos perjudiciales en el mortero de inyección, acero o concreto. No debe emplearse cloruro de calcio.

18.18.3 Dosificación del mortero de inyección

18.18.3.1 La dosificación del mortero de inyección debe basarse en una de las siguientes condiciones:

(a) Resultados de ensayos de mortero de inyección fresco y endurecido, efectuados antes de iniciar las operaciones de inyección.

(b) Experiencia documentada previa con materiales y equipo similares y bajo condiciones de obra comparables.

18.18.3.2 El cemento utilizado en la obra debe corresponder a aquél en el cual se basó la selección de la dosificación del mortero de inyección.

18.18.3.3 El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado del mortero de inyección. La relación agua cemento no debe exceder de 0,45 en peso.

18.18.3.4 No debe añadirse agua con el objeto de aumentar la fluidez cuando esta haya disminuido por demora en el uso del mortero de inyección.

18.18.4 Mezclado y bombeo del mortero de inyección

18.18.4.1 El mortero de inyección debe mezclarse en un equipo capaz de efectuar un mezclado y agitación mecánica continua que produzca una distribución uniforme de los materiales. El mortero debe tamizarse y bombearse de tal manera que se llenen por completo los ductos.

18.18.4.2 La temperatura de los elementos en el momento de inyección del mortero debe estar por encima de 2ºC y debe mantenerse por encima de esta temperatura hasta que los cubos de 50 mm fabricados con el mismo mortero de inyección y curados en la obra logren una resistencia mínima a la compresión de 5,5 MPa.

18.18.4.3 La temperatura del mortero de inyección no debe ser superior a 32 ºC durante el mezclado y el bombeo.

18.19 PROTECCIÓN DEL ACERO DE PREESFORZADO

Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades de tendones de preesforzado deben realizarse de manera tal que el acero de preesforzado no quede expuesto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura o descargas eléctricas.

18.20 APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE PREESFORZADO

18.20.1 La fuerza de preesforzado debe determinarse por medio de los dos métodos siguientes:

(a) Medición de la elongación del acero. La elongación requerida debe determinarse a partir de las curvas promedio carga – elongación para el acero de preesforzado usado.

SENCICO

(b) Medición de la fuerza del gato en un manómetro calibrado o celda de carga o por medio del uso de un dinamómetro calibrado.

Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en las mediciones de la fuerza que se obtengan al aplicar los métodos (a) y (b) que exceda del 5% en los elementos pretensados o de un 7% para las construcciones postensadas.

18.20.2 Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pretensado se efectúe cortando el acero de preesforzado con soplete, los puntos de corte y la secuencia de cortado deben establecerse previamente con el objeto de evitar esfuerzos temporales no deseados.

18.20.3 Los tramos largos de cables pretensados expuestos deben cortarse lo más cerca posible del elemento para reducir al mínimo los impactos en el concreto.

18.20.4 La pérdida total de presfuerzo debida al acero de preesforzado roto que no es reemplazado no debe exceder del 2% del presfuerzo total.

18.21 ANCLAJES Y CONECTORES PARA POSTENSADO

18.21.1 Los anclajes y conectores para tendones adheridos y no adheridos deben desarrollar al menos el 95% de la resistencia a la rotura especificada para el acero de preesforzado, cuando se prueben bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan la deformación prevista. Para los tendones adheridos, los anclajes y conectores deben ser colocados de manera que la resistencia a la rotura especificada para el acero de preesforzado se desarrolle al 100% en las secciones críticas, después que el acero de preesforzado esté adherido al elemento.

18.21.2 Los conectores deben colocarse en las zonas aprobadas por el ingeniero y ser alojados en cajas que tengan dimensiones suficientes para permitir los movimientos necesarios.

18.21.3 En el caso de elementos no adheridos sometidos a cargas repetitivas, debe prestarse atención especial a la posibilidad de fatiga en los anclajes y conectores.

18.21.4 Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

18.22 POSTENSADO EXTERNO

18.22.1 Se permite que los tendones de postensado sean externos a cualquier sección de un elemento. Para evaluar los efectos de las fuerzas de los tendones externos en la estructura de concreto, se deben usar los métodos de diseño por resistencia y condiciones de servicio indicados en esta Norma.

18.22.2 Al calcular la resistencia a flexión, se deben considerar los tendones externos como tendones no adheridos, a menos que se tomen las precauciones para adherir efectivamente los tendones externos a la sección de concreto en toda su longitud.

18.22.3 Los tendones externos deben acoplarse al elemento de concreto de manera tal que se mantenga la excentricidad deseada entre los tendones y el centroide del concreto para todo el rango de deflexiones previstas del elemento.

18.22.4 Los tendones externos y las regiones de anclaje deben estar protegidos contra la corrosión y los detalles del sistema de protección deben estar indicados en los planos o en las especificaciones del proyecto.

SENCICO

CAPÍTULO 19
CÁSCARAS Y LOSAS PLEGADAS

19.1 ALCANCE Y DEFINICIONES

19.1.1 Las disposiciones de este Capítulo se deben aplicar a cáscaras delgadas y láminas plegadas de concreto, incluyendo las nervaduras y elementos de borde.

19.1.2 Todas las disposiciones de esta Norma, que no estén excluidas específicamente y que no estén en conflicto con las disposiciones de este Capítulo, deben aplicarse a las cáscaras delgadas.

19.1.3 **Cáscaras delgadas.-** Son estructuras espaciales, formadas por una o más losas curvas o láminas plegadas, cuyos espesores son pequeños comparados con sus otras dimensiones. Las cáscaras delgadas se caracterizan por su manera espacial de soportar las cargas, la que es determinada por su forma geométrica, la manera en que están apoyadas y el tipo de carga aplicada.

19.1.4 **Láminas plegadas.-** Son un tipo especial de cáscaras formadas por la unión, a lo largo de sus bordes, de losas delgadas planas, de manera de crear una estructura espacial.

19.1.5 **Cáscaras nervadas.-** Son estructuras espaciales con el material colocado principalmente a lo largo de líneas nervadas, con el área entre los nervios abierta o cubierta con una losa delgada.

19.1.6 **Elementos auxiliares.-** Son las vigas de borde o nervios que sirven para rigidizar, hacer más resistente o servir de apoyo a la cáscara. Por lo general los elementos auxiliares actúan en conjunto con la cáscara.

19.1.7 **Análisis elástico.-** Es un análisis de fuerzas internas y deformaciones basado en satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, asumiendo un comportamiento elástico. El análisis deberá representar, con una aproximación adecuada, el comportamiento tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.

19.1.8 **Análisis inelástico.-** Es un análisis de fuerzas internas y deformaciones basado en satisfacer las condiciones de equilibrio, la compatibilidad de deformaciones, las relaciones no lineales de esfuerzo-deformación para el concreto y el acero, considerando la fisuración y las acciones dependientes del tiempo. El análisis deberá representar, con una aproximación adecuada, el comportamiento tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.

19.1.9 **Análisis experimental.-** Es un procedimiento de análisis basado en la medición de los desplazamientos o deformaciones unitarias de la estructura o su modelo. El análisis experimental puede basarse en un comportamiento elástico o inelástico.

19.2 ANÁLISIS Y DISEÑO

19.2.1 El comportamiento elástico será un fundamento aceptado para determinar las fuerzas internas y los desplazamientos de las cáscaras. Este tipo de comportamiento puede establecerse por cálculos basados en un análisis de la estructura de concreto no fisurada, en la que se asume que el material es linealmente elástico, homogéneo e isotrópico. El módulo de Poisson del concreto puede asumirse igual a cero.

19.2.2 El análisis inelástico podrá usarse cuando se demuestre que proporciona una base segura para el diseño de la cáscara y sus elementos auxiliares.

19.2.3 Se deberán realizar verificaciones del equilibrio de las fuerzas internas y las cargas externas para asegurar la consistencia de los resultados.

19.2.4 Los procedimientos de análisis numérico o experimental podrán utilizarse cuando se demuestre que estos proporcionan una base segura para el diseño.

19.2.5 Los métodos aproximados de análisis podrán usarse cuando se demuestre que proporcionan una base segura para el diseño.

SENCICO

19.2.6 En cáscaras preesforzadas, el análisis deberá considerar el comportamiento bajo las cargas inducidas por el preesforzado, tanto al nivel de cargas de fisuración como de cargas amplificadas. Cuando los tendones de preesfuerzo se curven dentro de una cáscara, el diseño tendrá en cuenta las componentes de las fuerzas sobre la cáscara ocasionadas por la curvatura del tendón resultante.

19.2.7 El espesor de la cáscara y su refuerzo serán definidos para satisfacer la resistencia y las condiciones de servicio requeridas.

19.2.8 El diseño de las cáscaras deberá considerar y evitar la posibilidad de una falla por inestabilidad general o local.

19.2.9 Los elementos auxiliares se diseñarán aplicando las disposiciones pertinentes de esta Norma. Se puede suponer que una porción de la cáscara igual al ancho del ala especificado en 8.10 actúa conjuntamente con el elemento auxiliar. En esas partes de la cáscara, el refuerzo perpendicular al elemento auxiliar será por lo menos igual al exigido en 8.10.5 para el ala de una viga T.

19.2.10 El diseño por resistencia, para los esfuerzos de membrana y de flexión de losas que forman parte de cáscaras, debe estar basado en la distribución de esfuerzos y deformaciones determinada a partir de un análisis elástico o inelástico.

19.2.11 En una región en la cual se ha previsto fisuración debido a los esfuerzos de membrana, la resistencia nominal a compresión en la dirección paralela a las fisuras debe tomarse como 0,4 $f'c$.

19.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS MATERIALES

19.3.1 La resistencia en compresión especificada del concreto $f'c$ a los 28 días no será menor que 21 MPa.

19.3.2 El esfuerzo de fluencia especificado del acero fy no será mayor de 420 MPa.

19.4 REFUERZO DE LA CÁSCARA

19.4.1 El refuerzo de la cáscara se colocará para resistir los esfuerzos de tracción producidos por las fuerzas membranales, para resistir los momentos de flexión y de torsión, para controlar la fisuración producida por la contracción de fragua y cambios de temperatura y como refuerzo especial en los bordes, aberturas y puntos de aplicación de las cargas a la cáscara.

19.4.2 El refuerzo por tracción debe disponerse en dos o más direcciones y debe proporcionarse de manera tal que su resistencia en cualquier dirección iguale o exceda a la componente de las fuerzas internas en esa dirección.

Alternativamente, el refuerzo para las fuerzas membranales en la losa puede calcularse como el refuerzo requerido para resistir las fuerzas de tracción axial más las fuerzas de tracción debidas al cortante por fricción necesario para transferir el cortante a través de cualquier sección transversal de la membrana. El coeficiente de fricción, μ, no debe exceder de 1,0 para concreto de peso normal, 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal, y 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes. Se permite la interpolación lineal cuando se usa reemplazo parcial de arena.

19.4.3 El área de refuerzo de la cáscara en cualquier sección, medida en dos direcciones perpendiculares, no será menor que el refuerzo exigido para las losas indicado en 9.7 por efectos de contracción de fragua y temperatura.

19.4.4 El refuerzo por cortante y momento flector alrededor de ejes en el plano de la losa, deben calcularse de acuerdo con los Capítulos 10, 11 y 13.

SENCICO

19.4.5 El área de refuerzo por tracción en la cáscara debe estar limitada de manera tal que el refuerzo fluya antes de que tenga lugar el aplastamiento del concreto en compresión o el pandeo de la cáscara.

19.4.6 En las zonas de grandes tracciones, el refuerzo de membrana debe colocarse, cuando resulte práctico, en las direcciones generales de los esfuerzos principales de tracción. Cuando esta medida no resulte práctica, se puede colocar el refuerzo de membrana en dos o más direcciones componentes.

19.4.7 Si la dirección del refuerzo varía en más de 10º respecto de la dirección de la fuerza membranal principal de tracción, deberá revisarse la cantidad de refuerzo en relación con la fisuración al nivel de cargas de servicio.

19.4.8 Cuando la magnitud de los esfuerzos membranales principales de tracción varíe significativamente sobre el área de la superficie de la cáscara, el área de refuerzo que resiste la tracción total podrá concentrarse en las zonas de máximo esfuerzo de tracción, cuando se demuestre que esto da una base segura para el diseño. Sin embargo, la cuantía de refuerzo en todas las zonas de tracción de la cáscara no será menor de 0,0035, calculado sobre la base del espesor total de la cáscara.

19.4.9 El refuerzo requerido para resistir momentos de flexión de la cáscara debe diseñarse considerando la acción simultánea de las fuerzas axiales de membrana en el mismo sitio. Cuando se requiere refuerzo sólo en una cara para resistir los momentos de flexión, se deben colocar cantidades iguales cerca de ambas superficies de la cáscara, aún cuando el análisis no indique reversión de los momentos de flexión en esa zona.

19.4.10 El refuerzo de la cáscara en cualquier dirección no debe espaciarse a más de 450 mm, ni más de cinco veces el espesor de la cáscara. Cuando el esfuerzo membranal principal de tracción sobre el área total de concreto, debido a cargas amplificadas, exceda de $0,33\phi\sqrt{f'c}$, el refuerzo no debe espaciarse a más de tres veces el espesor de la cáscara.

19.4.11 El refuerzo de la cáscara en la unión de esta con los elementos de apoyo o los elementos de borde se debe anclar o extender a través de dichos elementos de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12, excepto que la longitud de desarrollo mínima debe ser $1,2\ell d$, pero no menor de 450 mm.

19.4.12 Las longitudes de empalme del refuerzo de la cáscara deben regirse por las disposiciones del Capítulo 12, excepto que la longitud mínima de empalme por traslape de barras en tracción debe ser 1,2 veces el valor requerido en el Capítulo 12, pero no menor de 450 mm. El número de empalmes en el refuerzo principal de tracción debe mantenerse en un mínimo práctico. Donde los empalmes sean necesarios, se deben escalonar a distancias libres no menores a ℓd, con no más de un tercio del refuerzo empalmado en cualquier sección.

19.5 CONSTRUCCIÓN

19.5.1 Cuando el plazo de remoción del encofrado esté basado en la obtención de un módulo de elasticidad específico del concreto debido a consideraciones de estabilidad o deflexiones, el valor del módulo de elasticidad, Ec, se determinará a partir de ensayos de flexión en probetas de vigas curadas en condiciones de obra. El número de probetas ensayadas, las dimensiones de las probetas y el procedimiento de ensayo serán especificados por el Ingeniero Proyectista.

19.5.2 El Ingeniero Proyectista debe especificar las tolerancias para la forma de la cáscara. Cuando la construcción tenga desviaciones de la forma mayores que las tolerancias especificadas, se debe hacer un análisis del efecto de las desviaciones y se deben tomar las medidas correctivas necesarias para garantizar un comportamiento seguro.

SENCICO

CAPÍTULO 20
EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

20.1 GENERALIDADES

20.1.1 Si existen dudas respecto de la seguridad de una estructura o de alguno de sus elementos o si se necesita información acerca de la capacidad de carga de una estructura en servicio para fijar sus límites de carga, se podrá efectuar una evaluación de la resistencia estructural ya sea por análisis, empleando pruebas de carga o por una combinación de ambos procedimientos.

20.1.2 Si los efectos de una deficiencia en la resistencia son bien comprendidos y es posible medir las propiedades de los materiales y dimensiones que se requieren para llevar a cabo un análisis, es suficiente una evaluación analítica de la resistencia basada en dichas mediciones. Los datos necesarios deben determinarse de acuerdo con 20.2.

20.1.3 En el caso que los efectos de una deficiencia en la resistencia no sean bien comprendidos o no sea posible establecer las dimensiones y propiedades del material a través de mediciones, se requiere una prueba de carga.

20.1.4 Si la duda respecto a la seguridad de una parte o de toda una estructura involucra al deterioro de la misma y si la respuesta observada durante la prueba de carga satisface los criterios de aceptación, se permite que la estructura o parte de ella se mantenga en servicio por un período de tiempo especificado. En estos casos deben realizarse reevaluaciones periódicas.

20.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

20.2.1 Deben comprobarse en obra las dimensiones de los elementos estructurales.

20.2.2 La ubicación y tamaño de las barras de refuerzo, refuerzo electrosoldado de alambre o tendones deben determinarse a través de mediciones. Para la ubicación del refuerzo se pueden utilizar los planos disponibles siempre que se realicen verificaciones puntuales para confirmar la información de los planos.

20.2.3 Si se requiere, la resistencia del concreto debe basarse en resultados de ensayos confiables de probetas tomadas durante la construcción o de ensayos de núcleos extraídos en la parte de la estructura cuya resistencia está en duda. Las resistencias del concreto deben determinarse como se especifica en 5.6.5.

20.2.4 Si se requiere, la resistencia del refuerzo o del acero de preesforzado debe basarse en ensayos de tracción de muestras representativas del material de la estructura en cuestión.

20.2.5 Si las dimensiones y propiedades del material requeridas se determinan a través de mediciones o ensayos, y si los cálculos se pueden realizar de acuerdo con 20.1.2, se puede incrementar el valor del coeficiente de reducción de resistencia (ϕ) con respecto a los valores dados en 9.3, pero este no deberá ser mayor a:

- Flexión sin carga axial	1,00
- Tracción axial con o sin flexión	1,00
- Compresión axial con o sin flexión:	
Elementos con espiral que cumplan con 10.9.3	0,90
Otros elementos	0,85
- Cortante o torsión	0,90
- Aplastamiento del concreto	0,85

20.3 PROCEDIMIENTO PARA LA PRUEBA DE CARGA

20.3.1 Disposición de la carga

El número y disposición de tramos o paños cargados debe seleccionarse para maximizar las deflexiones y esfuerzos en las zonas críticas de los elementos estructurales cuya resistencia esté en duda. Debe usarse más de un patrón de carga si un patrón único no produce

SENCICO

simultáneamente valores máximos de los efectos (tal como deflexión, rotaciones o esfuerzos) necesarios para demostrar la idoneidad de la estructura.

20.3.2 Intensidad de la carga

La carga total de la prueba (incluyendo la carga muerta ya presente) no debe ser menor que $0,85\left(1,4\,\mathrm{CM}+1,7\,\mathrm{CV}\right)$. Se puede reducir la carga viva de acuerdo con las disposiciones de la NTE E.020 Cargas.

20.3.3 Una prueba de carga no debe realizarse hasta que la porción de la estructura que se someterá a la carga tenga al menos 56 días. Se pueden realizar las pruebas a una edad menor si el propietario de la estructura, el constructor, y todas las partes involucradas están de acuerdo.

20.4 APLICACIÓN DE LA CARGA PRUEBA

20.4.1 Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes (tales como deflexión, rotación, deformación unitaria, deslizamiento, ancho de fisura) no más de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga. Las mediciones deben realizarse en ubicaciones donde se esperen las respuestas máximas. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere.

20.4.2 La carga de prueba debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

20.4.3 La carga repartida de prueba debe aplicarse de manera que se asegure su distribución uniforme a la estructura o parte de la estructura que está siendo ensayada. Debe evitarse el efecto de arco en la carga aplicada.

20.4.4 Deben realizarse las mediciones de las respuestas después de colocar cada incremento de carga y después de haber colocado el total de la carga sobre la estructura, por al menos 24 horas.

20.4.5 Debe removerse toda la carga de prueba inmediatamente después que se han realizado todas las mediciones de la respuesta definidas en 20.4.4.

20.4.6 Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta, 24 horas después que se ha removido la carga de prueba.

20.5 CRITERIO DE ACEPTACIÓN

20.5.1 La porción de la estructura ensayada no debe mostrar evidencias de falla. El descascaramiento y aplastamiento del concreto comprimido deben considerarse como indicadores de falla.

20.5.2 Las deflexiones máximas medidas deben satisfacer una de las siguientes condiciones:

$$\Delta 1 \le \frac{\ell_t{}^2}{20\,000\,h} \qquad (20\text{-}1)$$

$$\Delta r \le \frac{\Delta 1}{4} \qquad (20\text{-}2)$$

donde h es el peralte del elemento y ℓt la distancia a ejes de los apoyos o la luz libre entre apoyos más el peralte del elemento, la que sea menor. Para losas armadas en dos direcciones, ℓt será la luz mas corta. Para voladizos, ℓt deberá considerarse como el doble de la distancia del apoyo al extremo del voladizo.

SENCICO

Si la máxima deflexión medida, $\Delta 1$, y la deflexión residual, Δr, no satisfacen (20-1) ó (20-2), se puede repetir la prueba de carga.

La repetición de la prueba no debe realizarse antes de 72 horas desde la remoción de la carga correspondiente a la primera prueba. La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba debe considerarse aceptable si la recuperación de la deflexión Δr satisface la condición:

$$\Delta r \leq \frac{\Delta 2}{5} \qquad (20\text{-}3)$$

donde $\Delta 2$ es la deflexión máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba.

20.5.3 Los elementos estructurales ensayados no deben tener fisuras que indiquen la inminencia de una falla por cortante.

20.5.4 En las zonas de elementos estructurales que no cuenten con refuerzo transversal, la aparición de fisuras estructurales inclinadas respecto al eje longitudinal y que tengan una proyección horizontal mayor que la altura del elemento (medida en el punto medio de la fisura) debe ser evaluada.

20.5.5 En zonas de anclaje o empalmes por traslape del refuerzo, la aparición a lo largo de la línea de refuerzo de una serie de fisuras cortas inclinadas o de fisuras horizontales debe ser investigada.

20.6 DISPOSICIONES PARA LA ACEPTACIÓN DE CARGAS DE SERVICIO MENORES

Si la estructura no satisface las condiciones o criterios de 20.1.2, 20.5.2 ó 20.5.3, se puede utilizar la estructura para un nivel menor de cargas, con base en los resultados de la prueba de carga o del análisis, siempre que lo apruebe la autoridad responsable.

20.7 SEGURIDAD

20.7.1 Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para las personas y para la estructura durante la prueba.

20.7.2.1 Ninguna medida de seguridad debe interferir en los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

SENCICO

CAPITULO 21
DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO

21.1 DEFINICIONES

- **Diafragmas estructurales**
  Elementos estructurales, tales como las losas de piso, que transmiten las fuerzas de inercia a los elementos del sistema de resistencia sísmica.

- **Estribo de confinamiento**
  Un estribo cerrado de diámetro no menor de 8 mm. El confinamiento puede estar constituido por un estribo cerrado en el perímetro y varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos que abracen el refuerzo longitudinal y se proyecten hacia el interior de la sección del elemento. Las espirales continuas enrolladas alrededor del refuerzo longitudinal también cumplen función de confinamiento.

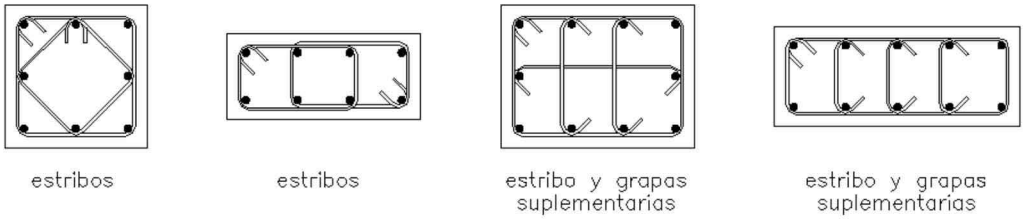


Fig. 21.1a Ejemplos de configuraciones de los estribos de confinamiento.

- **Elementos colectores**
  Elementos que sirven para transmitir las fuerzas de inercia en los diafragmas hacia los elementos del sistema resistente a fuerzas laterales.

- **Elementos de borde**
  Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con acero longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde.

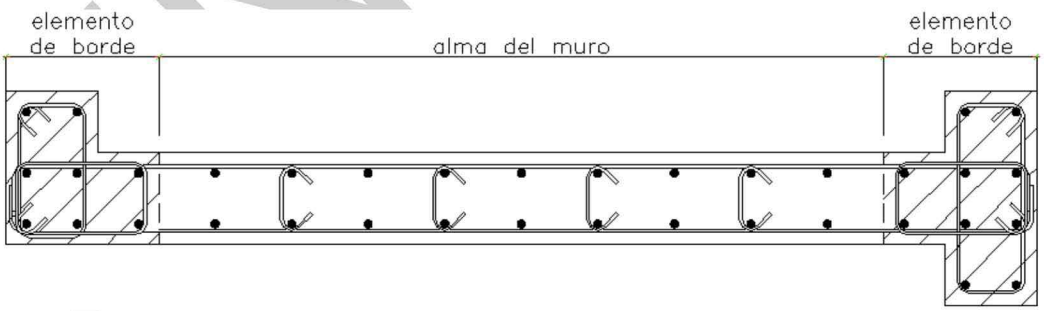


Fig. 21.1b Ejemplo de elementos de borde en muros

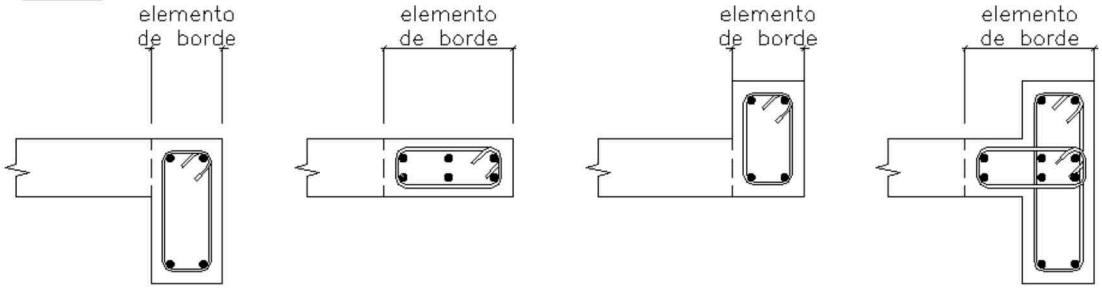


Fig. 21.1c Ejemplos de elementos de borde en diafragmas estructurales

- **Gancho sísmico**
  Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias. Consiste en un doblez de 135º o más. Los ganchos deben tener una extensión de 8 veces el diámetro de la barra, pero no menor a 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento.



Fig. 21.1d Ganchos sísmicos en estribos y grapas suplementarias

- **Grapa suplementaria**
  Refuerzo transversal de diámetro mínimo 8 mm que tiene ganchos sísmicos en ambos extremos. Los ganchos deben abrazar a las barras longitudinales de la periferia de la sección.

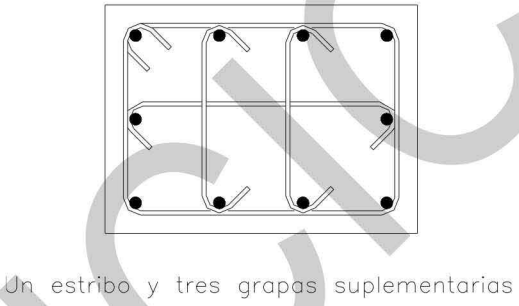


Fig. 21.1e Grapas suplementarias

- **Región de rótula plástica**
  Región de un elemento de pórtico (columnas, vigas) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura.

- **Muro estructural (Muro de corte o Placa)**
  Elemento, generalmente vertical, diseñado para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial inducidas por los movimientos sísmicos.

- **Sistema resistente a fuerzas laterales**
  Conjunto de elementos estructurales que resisten las acciones ocasionadas por los sismos. De acuerdo a la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, se reconocen los siguientes sistemas estructurales en edificaciones de concreto armado:

  - **Pórticos** (R = 8) - Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de esta Norma. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir la fracción de la acción sísmica total que les corresponda de acuerdo con su rigidez.

  - **Dual** (R = 7) - Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis, según la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

  - **Muros Estructurales** (R = 6) - Sistema en el que la resistencia está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.

  - **Muros de Ductilidad Limitada** (R = 4) - Edificación de baja altura con alta densidad de muros de concreto armado de ductilidad limitada. Estos edificios se caracterizan

SENCICO

por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad en las dos direcciones está dada muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. En este sistema estructural los muros son de espesores reducidos, se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera.

Para la aplicación del Capitulo 21 de esta Norma, los sistemas Duales se subdividen en:

- **Dual Tipo I:** cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea mayor o igual al 60% del cortante total y menor o igual al 80%.
- **Dual Tipo II:** cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea menor al 60% del cortante total.

21.2 ALCANCES

21.2.1 El Capítulo 21 contiene disposiciones para el diseño y la construcción de los elementos de concreto armado de las estructuras para las cuales se han determinado las fuerzas sísmicas de diseño, utilizando los coeficientes de reducción de fuerza sísmica (R) especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

21.2.2 Las disposiciones contenidas en este Capítulo son aplicables a los sistemas resistentes a fuerzas laterales de Concreto Armado definidos en 21.1.

21.2.3 Las columnas de confinamiento y las soleras de los muros de albañilería confinada, no necesitan cumplir con las disposiciones de este Capítulo. El diseño de estos elementos se hará según lo dispuesto en la NTE E.070 Albañilería.

21.2.4 Las disposiciones contenidas en 21.4, son aplicables a las vigas y columnas de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales, definido en 21.1, sea:

(a) Muros estructurales (R = 6).
(b) Dual Tipo I (R = 7).

21.2.5 Las disposiciones contenidas en 21.5, 21.6 y 21.7 son aplicables a las vigas, columnas y nudos de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales, definido en 21.1, sea:

(a) Pórticos (R = 8)
(b) Dual Tipo II (R = 7).

21.2.6 Las estructuras de losas planas sin vigas deberán cumplir con lo dispuesto en 21.8.

21.2.7 Las disposiciones contenidas en 21.9 son aplicables a los muros estructurales de concreto reforzado cuya función principal sea la de resistir fuerzas horizontales en su plano originadas por la acción de los sismos. Estas disposiciones se aplican a los edificios de Pórticos, Duales y de Muros Estructurales.

21.2.8 Las disposiciones contenidas en 21.10 son aplicables a los edificios de muros de ductilidad limitada.

21.2.9 Las disposiciones contenidas en 21.11 son aplicables a los diafragmas estructurales de los edificios de cualquier sistema resistente a fuerzas laterales.

21.2.10 Las disposiciones contenidas en 21.12 son aplicables a las cimentaciones de los edificios de cualquier sistema resistente a fuerzas laterales.

21.2.11 Las disposiciones contenidas en este capítulo no son obligatorias para los edificios de la categoría C y D (edificaciones comunes y menores) ubicadas en la Zona Sísmica 1, definida en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

21.2.12 Se permite el uso de sistemas estructurales de concreto armado que no cumplan con las disposiciones de este Capitulo, si se demuestra experimentalmente y por la vía del cálculo, que el sistema propuesto tiene tanto una resistencia como una tenacidad iguales o superiores

SENCICO

a la de una estructura monolítica de concreto reforzado, que sea comparable y que satisfaga las disposiciones de este Capítulo.

21.3 REQUISITOS GENERALES

21.3.1 Análisis y diseño de elementos estructurales

21.3.1.1 Debe tenerse en cuenta en el análisis la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que afecten la respuesta lineal y no lineal de la estructura frente a los movimientos sísmicos.

21.3.1.2 Los elementos estructurales situados por debajo del nivel basal de la estructura y que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con las disposiciones de este Capítulo.

21.3.2 Concreto en elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

21.3.2.1 La resistencia especificada a la compresión del concreto, $f'c$, no debe ser menor que 21 MPa.

21.3.2.2 La resistencia especificada a la compresión del concreto, $f'c$, no debe ser mayor que 55 MPa.

21.3.2.3 La resistencia especificada a la compresión del concreto liviano, $f'c$, no debe ser mayor que 35 MPa a menos que se demuestre, por medio de evidencia experimental, que los elementos estructurales hechos con dicho concreto liviano proporcionan resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos por concreto de peso normal de la misma resistencia.

21.3.3 Refuerzo de acero para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

El refuerzo de acero longitudinal y transversal en todos los elementos con responsabilidad sísmica será corrugado y deberá cumplir con las disposiciones de ASTM A 706M. Se permite el empleo de acero de refuerzo ASTM A 615M, grados 280 y 420, en estos elementos siempre y cuando:

(a) La resistencia real a la fluencia (obtenida en ensayos de laboratorio) no sea mayor que el esfuerzo de fluencia especificado fy, en más de 125 MPa;

(b) La relación entre la resistencia de tracción (fu) y el esfuerzo de fluencia (fy), medida en el laboratorio, no sea menor de 1,25.

21.3.4 Empalmes mecánicos

21.3.4.1 Los empalmes mecánicos deben clasificarse como Tipo 1 o Tipo 2, de acuerdo con lo siguiente:

(a) Los empalmes mecánicos Tipo 1 deben cumplir con 12.14.3.2;

(b) Los empalmes mecánicos Tipo 2 deben cumplir con 12.14.3.2 y deben desarrollar la resistencia a tracción especificada de las barras empalmadas.

21.3.4.2 Los empalmes mecánicos Tipo 1 no deben usarse dentro de una distancia igual al doble del peralte del elemento medida desde la cara de la viga o columna, o donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos. Se pueden usar empalmes mecánicos Tipo 2 en cualquier ubicación.

21.3.5 Empalmes soldados

21.3.5.1 Los empalmes soldados del refuerzo que resiste fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con 12.14.3.4 y no deben usarse dentro de una distancia igual al doble del peralte del elemento medida desde la cara de la viga o columna, o en las regiones donde sea probable que se produzca fluencia del refuerzo como resultado de desplazamientos laterales inelásticos.

21.3.5.2 No se puede soldar estribos, insertos u otros elementos al refuerzo longitudinal requerido por el diseño.

SENCICO

21.4 REQUISITOS PARA VIGAS Y COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE MUROS ESTRUCTURALES O DUAL TIPO I

21.4.1 Los requisitos de 21.4 se aplican a las vigas y columnas del sistema sismorresistente de los sistemas estructurales indicados en 21.2.4.

21.4.2 Los detalles del refuerzo de un elemento de un pórtico deben satisfacer los requisitos de 21.4.4 cuando la carga axial amplificada de compresión axial del elemento, Pu, no exceda de $0{,}1\,f'c\,Ag$. Cuando Pu sea mayor, los detalles del refuerzo del elemento deben cumplir con 21.4.5.

21.4.3 La fuerza cortante de diseño Vu de las vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):

(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (Mn) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial Pu que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

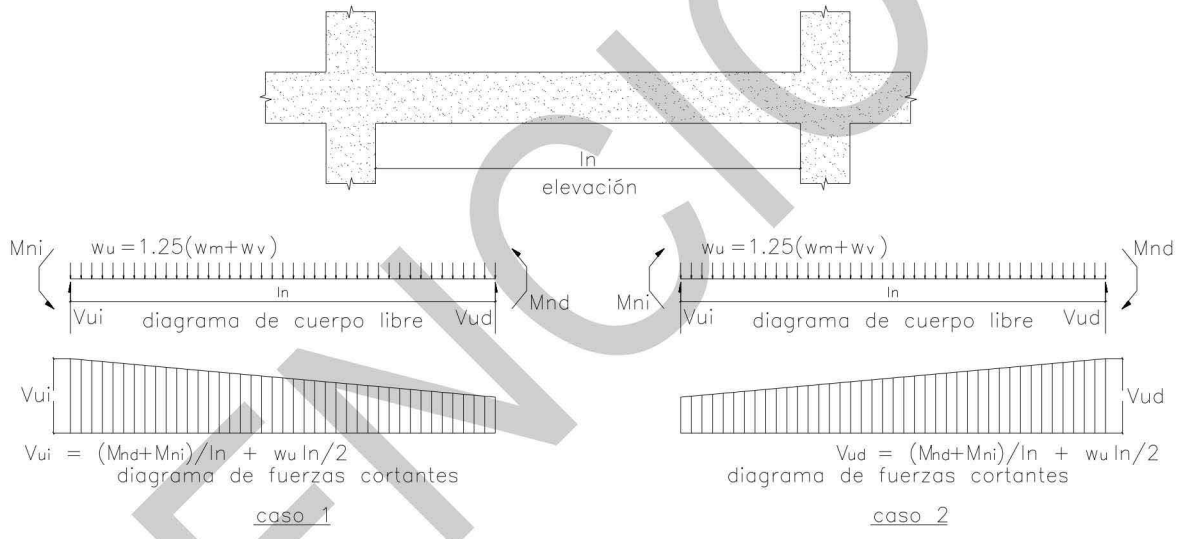


Fig. 21.4.3a Fuerza cortante de diseño en vigas

SENCICO

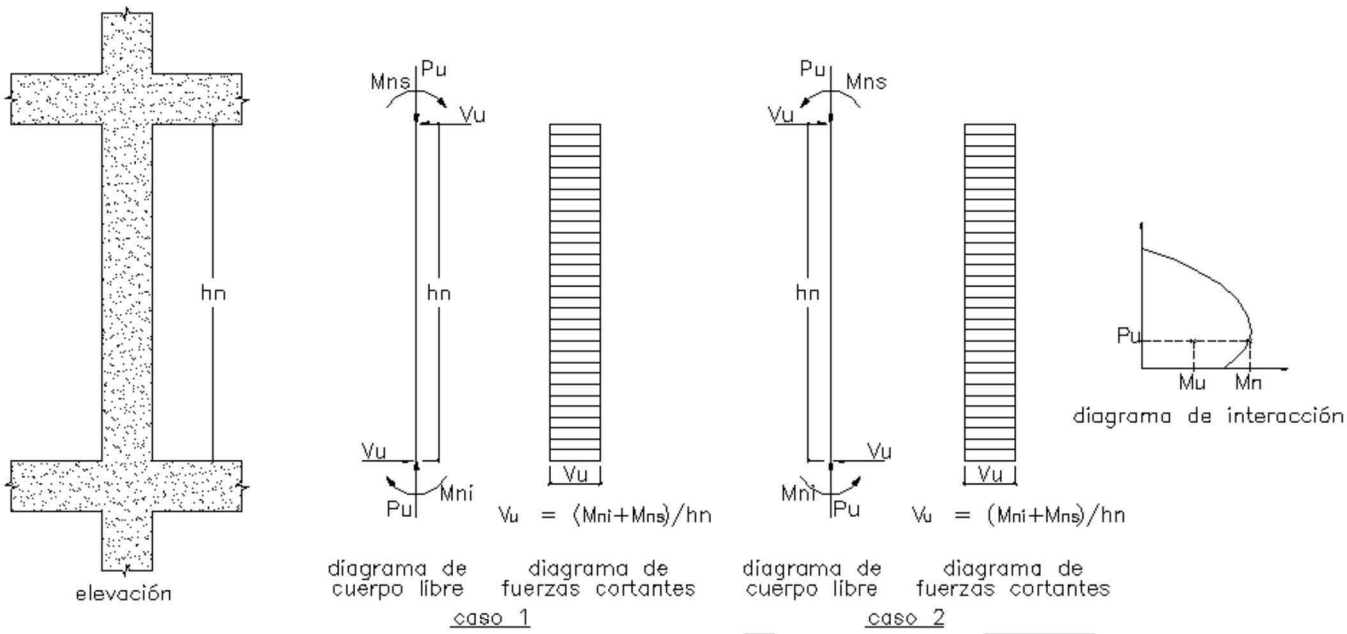


Fig. 21.4.3b Fuerza cortante de diseño en columnas

21.4.4 Elementos en Flexión (Vigas)

21.4.4.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5. No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3.

21.4.4.2 No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo. Los empalmes soldados cumplirán con lo dispuesto en 21.3.5.

21.4.4.3 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8” de diámetro, de 3/8” para barras longitudinales de hasta 1” de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) d/4, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;

(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;

(d) 300 mm.

21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de 0,5d a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

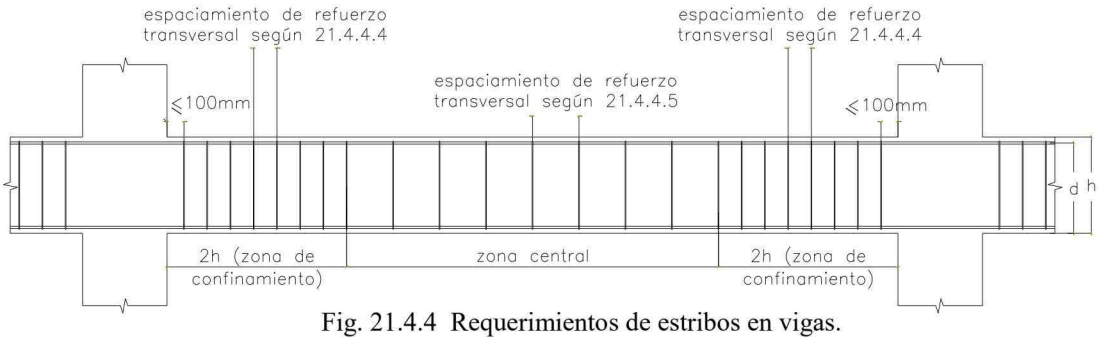


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

21.4.5 Elementos en Flexocompresión (columnas)

21.4.5.1 La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 21.4.5.3 a 21.4.5.5.

21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento So por una longitud Lo medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento So no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
(c) 100 mm.

La longitud Lo no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
(e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
(f) 500 mm.

21.4.5.4 Fuera de la longitud Lo, el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

SENCICO

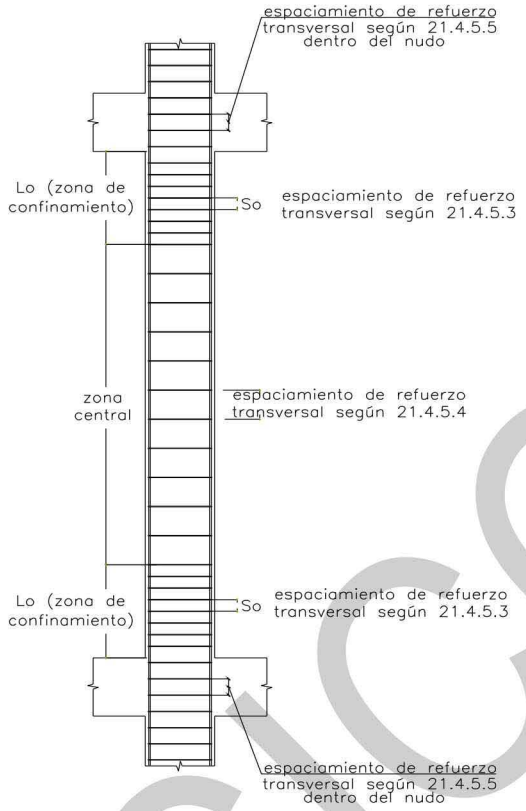


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

21.5 REQUISITOS PARA LAS VIGAS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II.

21.5.1 Alcance

Los requisitos de 21.5 son aplicables a las vigas del sistema sismorresistente de los sistemas estructurales indicados en 21.2.5. Estos elementos también tienen que cumplir con lo dispuesto en 21.5.1.1 a 21.5.1.4.

21.5.1.1 La fuerza amplificada de compresión axial en el elemento, Pu, no debe exceder de $0{,}1\ f'c\ Ag$.

21.5.1.2 La luz libre del elemento ℓn no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

21.5.1.3 El ancho del elemento, bw, no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm.

21.5.1.4 El ancho del elemento, bw, no debe exceder el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo igual a las tres cuartas partes del peralte del elemento en flexión.

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

SENCICO

21.5.2.3 Sólo se permiten empalmes por traslape del refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos de confinamiento o espirales en la toda longitud del empalme. El espaciamiento del refuerzo transversal que envuelve las barras traslapadas no debe exceder el menor de d/4 ó 150 mm.

No deben emplearse empalmes por traslape:

(a) dentro de los nudos,

(b) en una distancia de dos veces el peralte del elemento medida desde la cara del nudo,

(c) donde el análisis indique fluencia por flexión del refuerzo causada por los desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

21.5.2.4 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 21.3.4 y los empalmes soldados deben cumplir con 21.3.5.

21.5.3 Refuerzo transversal de confinamiento

21.5.3.1 Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:

(a) En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión;

(b) En longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos de la estructura.

21.5.3.2 Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

(a) d /4,

(b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento,

(d) 300 mm.

21.5.3.3 En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

21.5.3.4 Fuera de las zonas de confinamiento, deben colocarse estribos cerrados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de d/2 en toda la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

21.5.4 Requisitos de resistencia a cortante

21.5.4.1 Fuerzas de diseño.

La fuerza cortante de diseño, Vu, de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión (Mpr = 1,25 Mn) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

SENCICO

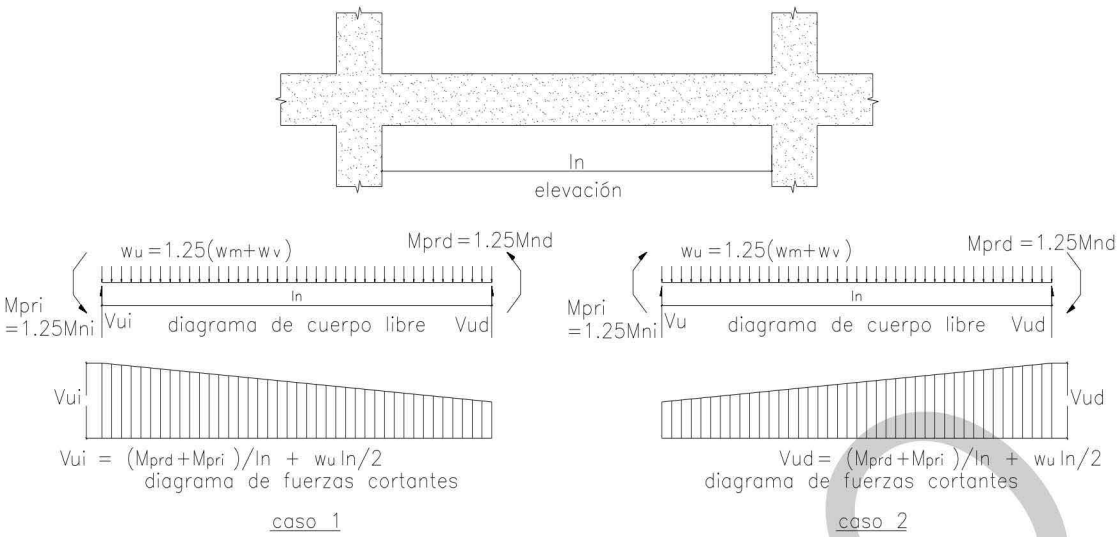


Fig. 21.5.4.1 Fuerza cortante de diseño en vigas

21.6 REQUISITOS PARA LAS COLUMNAS DE EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II

21.6.1 Alcance

Los requisitos de 21.6 son aplicables a las columnas del sistema sismorresistente de los edificios definidos en 21.2.5. Estos elementos también tienen que cumplir con lo dispuesto en 21.6.1.1 a 21.6.1.3.

21.6.1.1 La fuerza amplificada de compresión axial en el elemento, Pu, excede de $0{,}1\,f'c\,Ag$.

21.6.1.2 La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm.

21.6.1.3 La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,25.

21.6.2 Resistencia mínima a flexión de las columnas

21.6.2.1 La resistencia a la flexión de cualquier columna diseñada para resistir un carga axial Pu, que exceda de $0{,}1\,f'c\,Ag$, debe satisfacer 21.6.2.2 ó 21.6.2.3.

21.6.2.2 Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la ecuación (21-1)

$$\sum Mnc \geq 1{,}2 \sum Mnv \qquad (21\text{-}1)$$

donde:

$\sum Mnc$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum Mnv$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida al momento en la cara del nudo, debe suponerse que el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo definido en 8.10 contribuye a Mnv, siempre que el refuerzo de la losa esté adecuadamente anclado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas. Debe satisfacerse la ecuación (21-1) para

SENCICO

momentos en las vigas actuando en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

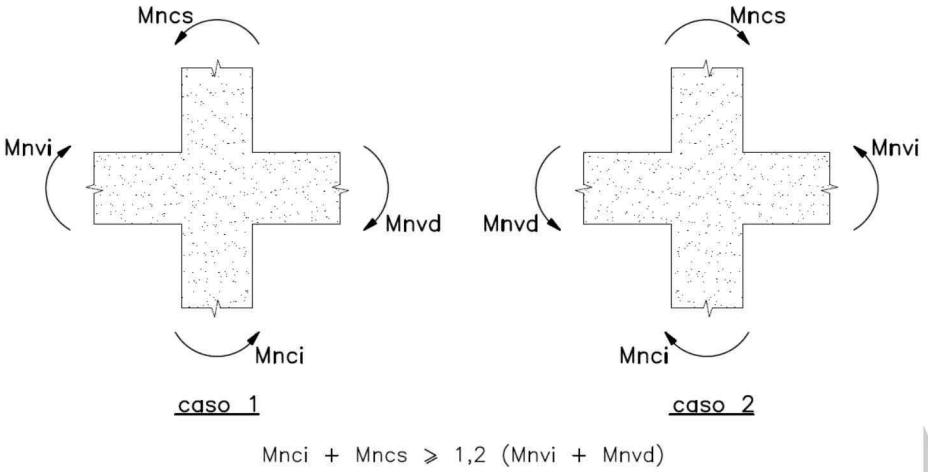


Fig. 21.6.2.2 Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos

21.6.2.3 Cuando 21.6.2.2 no se satisface en un nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben reforzarse transversalmente como se especifica en 21.6.4.1 a 21.6.4.3, en toda su altura.

21.6.3 Refuerzo longitudinal en columnas

21.6.3.1 La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal. Cuando la cuantía exceda de 4%, los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

21.6.3.2 Los empalmes mecánicos deben cumplir 21.3.4. y los empalmes soldados deben cumplir 21.3.5. Los empalmes por traslape se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento y deben diseñarse como empalmes por traslape de tracción y deben estar rodeados por refuerzo transversal que cumpla 21.6.4.2 y 21.6.4.3.

21.6.4 Refuerzo transversal en columnas

21.6.4.1 Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en (a) hasta (e), a menos que en 21.6.3.2 ó 21.6.5 se exija mayor cantidad:

(a) La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s, no debe ser menor que la requerida en la ecuación (21-2).

$$\rho_S = 0,12 \frac{f'c}{fyt} \qquad (21\text{-}2)$$

y no debe ser menor que la requerida en 10.9.3 por la ecuación (10-5).

(b) En columnas de núcleo rectangular, el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares y grapas suplementarias, Ash, no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (21-3) y (21-4)

$$Ash = 0,3 \frac{s\ bc\ f'_c}{fyh} \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right] \qquad (21\text{-}3)$$

$$Ash = 0,09 \frac{s\ bc\ f'c}{fyh} \qquad (21\text{-}4)$$

Donde s es el espaciamiento del refuerzo de confinamiento, bc es la dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área Ash y esfuerzo de fluencia fyh medida centro a centro del refuerzo de confinamiento. Ach es el área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

SENCICO

(c) El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento sencillos o múltiples. Se pueden usar grapas suplementarias del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo de las grapas suplementarias debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal.

(d) Cuando la resistencia de diseño del núcleo de la sección transversal del elemento satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo el efecto sísmico, no es necesario satisfacer la ecuación (21-3) y 10.9.3.

(e) Si el espesor de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un espaciamiento no mayor a 300 mm. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo adicional no debe exceder de 100 mm.

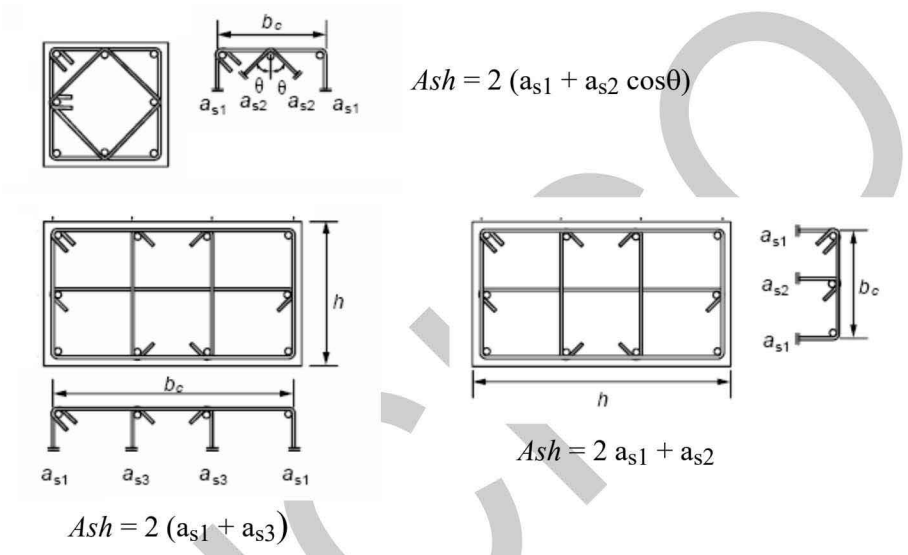


Fig. 21.6.4.1 Ejemplos de determinación de *Ash*

21.6.4.2 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a), (b) y (c).

(a) La tercera parte de la dimensión mínima del elemento,

(b) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal,

(c) 100 mm.

21.6.4.3 La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, *hx*, no deben exceder 350 mm medidos centro a centro.

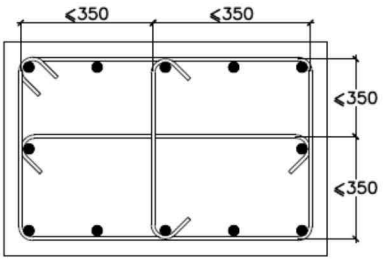


Fig. 21.6.4.3 Distancia máxima entre ramas del refuerzo transversal

21.6.4.4 El refuerzo transversal, como se especifica en 21.6.4.1 a 21.6.4.3, debe suministrarse en una longitud *Lo* medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud *Lo* no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c).

(a) La mayor dimensión de la sección del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,

(b) Un sexto de la luz libre del elemento, y

SENCICO

(c) 500 mm.

21.6.4.5 Cuando no se proporcione refuerzo transversal de acuerdo a 21.6.4.1 a 21.6.4.3, a lo largo de toda la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento, medido de centro a centro, que no exceda al menor de diez veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna y 250 mm.

21.6.5 Requisitos de resistencia al cortante en columnas

21.6.5.1 Fuerzas de diseño

La fuerza de cortante de diseño, Vu, se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión (Mpr = 1,25 Mn) en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas, Pu, que actúan en él. No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en el Mpr de los elementos transversales que confluyen en el nudo. En ningún caso Vu debe ser menor que el cortante amplificado determinado a partir del análisis de la estructura.

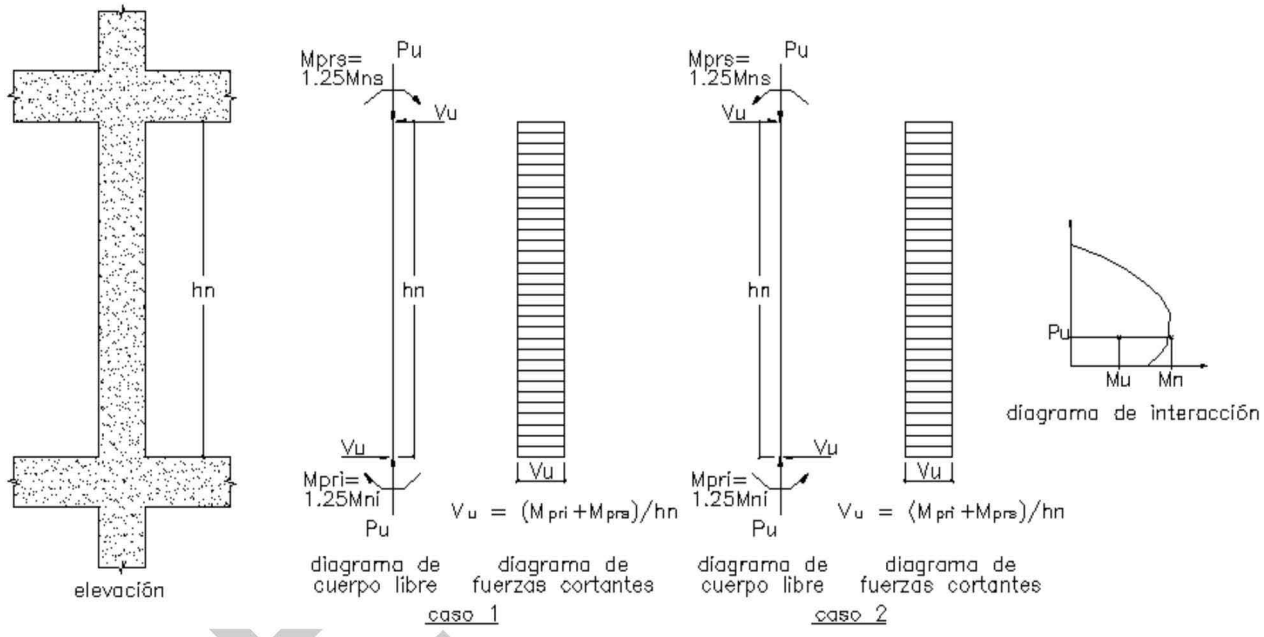


Fig. 21.6.5.1 Fuerza cortante de diseño en columnas

21.7 REQUISITOS PARA LOS NUDOS DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES DE PÓRTICOS Y DUALES TIPO II

21.7.1 Alcance

Los requisitos de 21.7, son aplicables a los nudos de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales, sea el indicado en 21.2.5.

21.7.2 Requisitos generales

21.7.2.1 Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas, en la cara del nudo, deben determinarse suponiendo un esfuerzo en el acero de 1,25 fy.

21.7.2.2 Para evaluar la resistencia del nudo debe utilizarse el valor de ϕ = 0,85.

21.7.2.3 El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción, de acuerdo con 21.7.5 y en compresión de acuerdo con el Capítulo 12.

21.7.2.4 Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa una unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga, para concretos de peso normal. Para concretos livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.

21.7.3 Refuerzo transversal en los nudos

21.7.3.1 Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal, tal como lo específica 21.6.4, a menos que dicho nudo esté confinado por elementos estructurales, como lo específica 21.7.3.2.

21.7.3.2 Cuando existan elementos que llegan en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse refuerzo transversal igual, por lo menos a la mitad de la cantidad requerida en 21.6.4.1, dentro del peralte del elemento de menor altura. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado en 21.6.4.2 se incremente a 150 mm.

21.7.3.3 Cuando una viga que concurre al nudo sea de mayor ancho que la columna, debe disponerse refuerzo transversal, como lo especifica 21.6.4, a través del nudo para proporcionar confinamiento al refuerzo longitudinal de la viga que pasa fuera del núcleo de la columna, en la zona que no esté confinada por una viga perpendicular que concurre al nudo.

21.7.4 Resistencia al cortante de los nudos

21.7.4.1 La resistencia Vn en el nudo no debe ser mayor que las fuerzas especificadas a continuación, para concreto de peso normal:

Para nudos confinados en las cuatro caras:..... $1,7\sqrt{f'c}\ Aj$

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:..... $1,2\sqrt{f'c}\ Aj$

Para otros casos..... $1,0\sqrt{f'c}\ Aj$

Se considera que un elemento (viga) proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara lateral del nudo está cubierta por el elemento que llega al nudo.

Aj es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo en la dirección de análisis, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la dimensión total de la columna en la dirección de análisis. El ancho efectivo del nudo es el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha que ésta, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

(a) el ancho de la viga más la profundidad del nudo. Si el ancho difiere a ambos lados de la columna, se utilizará el promedio de ellos.

(b) dos veces la distancia del eje longitudinal de la viga al borde más cercano de la columna.

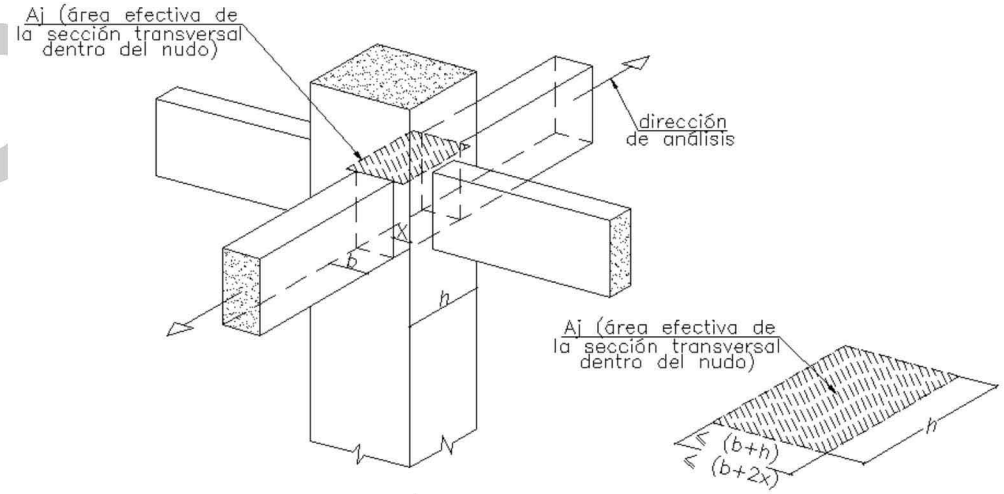
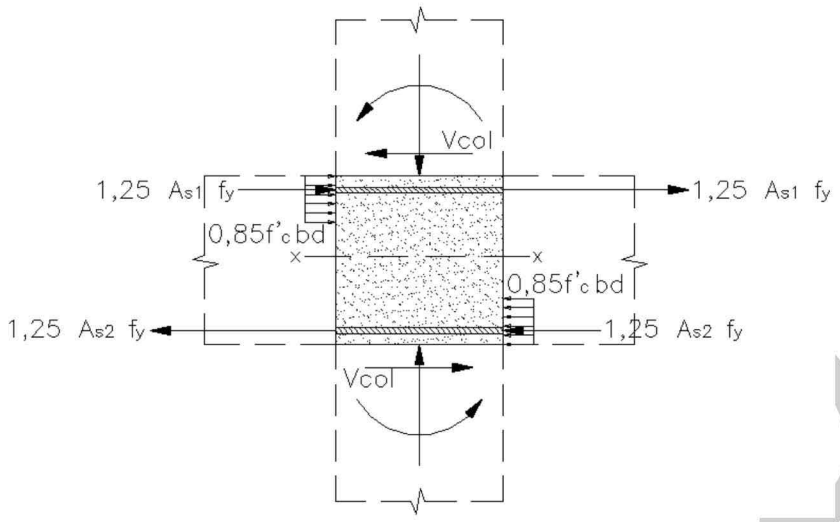


Fig. 21.7.4.1 Área efectiva en el nudo

21.7.4.2 Para concreto con agregado liviano, la resistencia nominal al cortante del nudo no debe exceder de las tres cuartas partes de los límites señalados en 21.7.4.1.

SENCICO

21.7.4.3 El cortante en el nudo, Vu, se calculará por equilibrio de las fuerzas horizontales que concurren al nudo, como se indica en la figura a continuación.



Vu en el plano xx = 1,25 fy (As1 + As2) - Vcol

Fig. 21.7.4.3 Fuerzas para el cálculo del cortante en el nudo

21.7.5 Longitud de desarrollo de barras en tracción

21.7.5.1 La longitud de desarrollo, ℓdg , para una barra con gancho estándar de 90º se determinará de acuerdo a 12.5. El gancho de 90º debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.

21.7.5.2 La longitud de desarrollo para barras rectas, ℓd , se determinará de acuerdo a 12.2 y 12.3. Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de ℓd fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1,6.

21.8 REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS CON LOSAS PLANAS SIN VIGAS

21.8.1 Las losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas o nervadas.

Los requisitos de esta sección se aplican al diseño de edificios de losas planas sin vigas existan o no ábacos y/o capiteles. También se aplicarán a los edificios estructurados fundamentalmente con “vigas chatas” (vigas del mismo espesor de la losa) en las dos direcciones sobre las que se apoyan losas macizas o nervadas armadas en uno o dos sentidos.

21.8.2 El empleo de este sistema estructural estará limitado a:

(a) El número máximo de pisos será de cinco, sin exceder de 18 m.

(b) En ambas direcciones principales deberán existir muros de corte capaces de absorber como mínimo el 80% del cortante sísmico de cada entrepiso. Los muros deberán estar distribuidos en planta de tal manera que el diafragma de piso sea capaz de transferir las fuerzas sísmicas. Deberá verificarse la hipótesis de diafragma rígido y preparar el diafragma para lograr la resistencia y rigidez necesarias.

(c) La deriva máxima de entrepiso no deberá exceder de 0,005.

(d) Deberán existir vigas peraltadas de borde en todo el perímetro del edificio conectando a las columnas.

(e) Cuando se utilicen losas nervadas estas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de por lo menos 2,5 veces el espesor de la losa medidas desde la cara de la columna o el borde del capitel. Asimismo, las losas nervadas, contarán con zonas

SENCICO

macizas de por lo menos 2,5 veces el espesor de la losa adyacentes a los muros o placas, medidas desde la cara del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas entre losa y muro.

(f) Cuando se utilicen losas nervadas, en la zona superior de estas habrá una losa maciza de espesor no menor de 50 mm, monolítica con las nervaduras y que sea parte integral de la losa.

(g) Para el análisis sísmico (lineal elástico) al evaluar la rigidez de los pórticos, se supondrá una viga de ancho efectivo igual al ancho de la columna más 1,5 veces el espesor de la losa a cada lado de la columna o del capitel o del ábaco, centrada con respecto al eje de la columna.

21.8.3 Disposiciones para las Columnas

Las columnas deberán cumplir con lo dispuesto en 21.4.2, 21.4.3 y 21.4.5.

21.8.4 Disposiciones para las Vigas de Borde

Las vigas peraltadas de borde deberán cumplir con lo dispuesto en 21.4.4.

21.9 MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO

21.9.1 Alcance

Las disposiciones de 21.9 se aplican a los muros estructurales de concreto reforzado cuya función principal sea la de resistir fuerzas horizontales en su plano originadas por la acción de los sismos. Las disposiciones se aplican a los edificios de todos los sistemas estructurales definidos en 21.1.

21.9.2 Fuerzas de diseño

Los muros de corte deben ser diseñados para la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis.

21.9.3 Espesores Mínimos

21.9.3.1 El espesor de los muros será dimensionado considerando la posibilidad de pandeo lateral por flexión de los bordes del muro, salvo que se suministre arriostre lateral en los bordes mediante aletas.

21.9.3.2 El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor de 100 mm.

21.9.3.3 El diseño de las mezclas de concreto para los muros de espesores reducidos, deberá tomar en cuenta las condiciones de trabajabilidad para lograr un concreto homogéneo sin segregación ni cangrejeras.

21.9.3.4 Cuando el muro de corte se convierta en un muro exterior de contención en los sótanos, el espesor mínimo en los sótanos será de 200 mm. El muro deberá diseñarse considerando además las acciones perpendiculares a su plano.

21.9.3.5 Cuando el muro reciba carga concentradas provenientes por ejemplo de vigas perpendiculares al plano del muro, deberá investigarse si el espesor es adecuado para la acción de las cargas axiales y de los momentos perpendiculares al plano del muro. La longitud horizontal del muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la distancia centro a centro entre las cargas ni del ancho de apoyo más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre mediante un análisis detallado la contribución de una longitud mayor. Estas zonas deberán diseñarse como columnas atendiendo los requerimientos del Capítulo 10.

SENCICO

21.9.4 Refuerzo distribuido vertical y horizontal

21.9.4.1 Las cuantías mínimas de refuerzo distribuido en el alma, horizontal y vertical, así como los espaciamientos máximos de este refuerzo son los definidos en 11.10.

21.9.4.2 El refuerzo que contribuye a la resistencia en cortante en el plano del muro debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.

21.9.4.3 En un muro deben emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando:

(a) El espesor del muro sea mayor o igual de 200 mm.

(b) O cuando la fuerza cortante Vu exceda $0,17\,Acv\,\sqrt{f'c}$

21.9.4.4 El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda de 0,01.

21.9.4.5 El refuerzo en muros estructurales debe estar anclado o empalmado para desarrollar su fluencia en tracción, de acuerdo con el Capítulo 12, excepto que:

(a) El peralte efectivo del elemento (d) mencionado en 12.10.3 puede considerarse como $0,8\,\ell m$.

(b) Los requisitos de 12.11, 12.12 y 12.13 pueden ser obviados.

(c) En las zonas donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales, las longitudes de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1,25 veces los valores calculados para fy en tracción.

(d) Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir con 21.3.4 y los empalmes soldados de refuerzo deben cumplir con 21.3.5.

21.9.5 Resistencia al cortante en el plano del muro

21.9.5.1 La resistencia al corte Vn de muros estructurales se determinará de acuerdo a 11.10.

21.9.5.2 Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si $hm/\ell m$ no excede de 2,0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.

21.9.5.3 En todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño Vu deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right) \qquad (21\text{-}5)$$

Donde Vua y Mua son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y Mn es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociado a la carga Pu. El cociente Mn/Mua no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo.

Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro ℓm, $\frac{Mu}{4\,Vu}$ ó la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

21.9.6 Diseño a flexión y carga axial

21.9.6.1 La resistencia a flexocompresión de los muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a una combinación de carga axial y flexión debe determinarse de acuerdo a los requerimientos de 10.2 y 10.3, excepto que no se deben aplicar los requerimientos de deformación no lineal de 10.2.2. En la determinación de la resistencia, a partir de un análisis de compatibilidad de deformaciones, se debe incluir todo el refuerzo longitudinal colocado dentro de un ancho efectivo de las alas (si existen) en lo extremos y el alma del muro. Todo el refuerzo tomado en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclado.

SENCICO

21.9.6.2 Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante.

21.9.6.3 En muros con alas, el ancho efectivo del ala tanto en compresión como en tracción, debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 10% de la altura total del muro. Este requisito se puede modificar si realiza un análisis más detallado.

21.9.6.4 El acero de refuerzo que se concentre en los extremos del muro (elementos de borde) debe cumplir con 21.3.3.

21.9.6.5 Deberá proveerse del refuerzo longitudinal necesario para garantizar una resistencia de diseño a flexocompresión del muro por lo menos igual al momento de agrietamiento de la sección. El momento de agrietamiento de la sección se calculará asumiendo comportamiento lineal elástico con las propiedades de la sección bruta de concreto del muro e incluyendo el efecto de la carga axial Pu.

Esta disposición podrá limitarse a las secciones de muro en las cuales el esfuerzo en la fibra extrema en tracción, ocasionado por la acción conjunta de Pu y Mu, exceda de $0,63\sqrt{f'c}$.

21.9.7 Elementos de borde en muros estructurales de concreto reforzado

21.9.7.1 La necesidad de usar elementos de borde confinados en los extremos de muros estructurales debe evaluarse de acuerdo con 21.9.7.4. Deben satisfacerse también los requisitos de 21.9.7.6 y 21.9.7.7.

21.9.7.2 Cuando se requieran elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 150 mm.

21.9.7.3 El recubrimiento del acero de refuerzo en los elementos de borde será como mínimo 25 mm. En los casos de elementos en contacto con el terreno se deberá incrementar el espesor del muro hasta obtener el recubrimiento indicado en 7.7.1. Si existe agresividad del suelo el recubrimiento deberá ser compatible a las condiciones de exposición al suelo.

21.9.7.4 Este acápite se aplica a los muros que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta su parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. Los muros que no satisfagan estos requisitos deben ser diseñados usando 21.9.7.5.

(a) Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{\ell m}{600\ (\delta u / hm)} \qquad (21\text{-}6)$$

ℓm es la longitud del muro en el plano horizontal y hm la altura total del mismo. δu es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseñó en el nivel más alto del muro correspondiente a hm y debe ser calculado de acuerdo al artículo 16.4 de la NTE E.030,

El valor de c en la ecuación (21-6) corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δu. El cociente $\delta u / hm$ en la ecuación (21-6) no debe tomarse menor que 0,005.

Para muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe incluir el ancho de ala efectivo como se define en 21.9.6.3. Deberá utilizarse el mayor valor de c que se obtenga de considerar compresión en cada extremo del muro.

SENCICO

(b) Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre ℓm y $\frac{Mu}{4\,Vu}$.

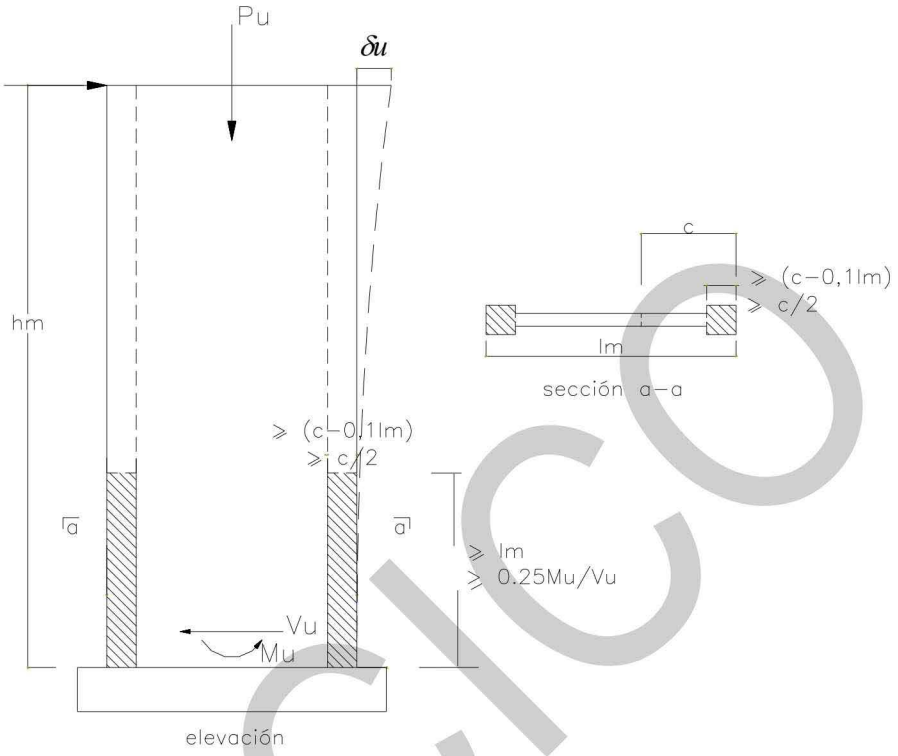


Fig. 21.9.7.4 Elementos confinados de borde en muros.

21.9.7.5 Los muros estructurales que no sean diseñados de acuerdo con las disposiciones de 21.9.7.4 deben tener elementos confinados en los bordes y alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase de $0{,}2\,f'c$. Los elementos de borde especiales pueden ser descontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0{,}15\,f'c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectivo como se define en 21.9.6.3.

21.9.7.6 En donde se requieran elementos de borde confinados de acuerdo con 21.9.7.4 ó 21.9.7.5 se debe cumplir con las siguientes condiciones:

(a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0{,}1\,\ell m)$ y $c/2$,

(b) En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.

(c) El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos especificados en 21.6.4.1.c, y 21.6.4.3.

(d) Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

(e) El espaciamiento no debe exceder al menor entre los siguientes valores:

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
- 250 mm.

(f) El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos en la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo

SENCICO

longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe extender, por lo menos, 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación.

(g) El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar fy, dentro del núcleo confinado del elemento de borde. El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.

21.9.7.7 Cuando no se requieren elementos de borde de acuerdo con lo indicado en 21.9.7.4 ó 21.9.7.6, y se concentre refuerzo vertical en los bordes del muro, se debe cumplir con (a) y (b):

(a) El refuerzo transversal en los elementos de borde debe cumplir con lo indicado en 7.10.5.2, 7.10.5.3, 21.6.4.1(c), 21.6.4.3. El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 250 mm.

(b) El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales sin elementos de borde debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde, o el refuerzo de borde debe estar abrazado con estribos en U que estén empalmados al refuerzo horizontal y tengan su mismo tamaño y espaciamiento.

21.9.8 Juntas de construcción

Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en 6.4. El refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe asegurar una adecuada resistencia al corte por fricción en todas las juntas. La resistencia a corte por fricción se calculará con:

$$\phi\, Vn = \phi\, \mu\, (Nu + Av\, fy) \qquad \phi = 0{,}85 \qquad (21\text{-}7)$$

La fuerza normal (Nu) se calculará como 0,9 veces la carga muerta. El coeficiente de fricción (μ) debe ajustarse a lo indicado en 11.7.4.3 indicando claramente en los planos el detalle de la junta y su tratamiento. La resistencia a corte por fricción deberá ser mayor al cortante Vu, calculado de acuerdo al 21.9.5.3

21.9.9 Vigas de acoplamiento entre placas

21.9.9.1 El ancho del elemento, bw, no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm. Este requisito puede ser obviado si se demuestra mediante análisis que la viga tiene una estabilidad lateral y resistencia adecuadas.

21.9.9.2 Las vigas de acoplamiento con una relación de aspecto $(ln / h) \geq 2$ deben cumplir con los requisitos indicados en 21.5.2, 21.5. 3, 21.5.4.

21.9.9.3 Las vigas de acople con una relación de aspecto $(ln / h) < 2$ y con una fuerza cortante Vu que exceda de $0{,}33\, Acw \sqrt{f'c}$, deben reforzarse con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz, a menos que se pueda demostrar que la eventual pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acople no debilitaría la capacidad de la estructura para soportar carga vertical, o la posibilidad de evacuación de la estructura, o la integridad de los elementos no estructurales y sus conexiones con la estructura.

21.9.9.4 Para cualquier relación de aspecto, Vn no debe suponerse mayor que $0{,}83\, Acw \sqrt{f'c}$ donde Acw representa el área de la sección transversal de concreto de la viga de acople (área del alma).

21.9.9.5 Las vigas de acople reforzadas con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con (a) a (d):

(a) Vn, se debe determinar mediante:

$$Vn = 2\, Avd\, fy\, \operatorname{sen}\alpha \;\leq\; 0{,}83\, Acw \sqrt{f'c} \qquad (21\text{-}8)$$

donde α es el ángulo entre las barras colocadas diagonalmente y el eje longitudinal de la viga de acoplamiento y Avd es el área total en cada grupo de barras colocadas diagonalmente.

(b) Cada grupo de barras colocado diagonalmente debe consistir en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras colocadas diagonalmente deben tener anclajes en tracción en el muro capaces de desarrollar 1,25 fy;

(c) Cada grupo de barras colocadas diagonalmente debe estar confinado por estribos cerrados o espirales en un núcleo con lados medidos al exterior del refuerzo transversal no menor de 0,5 bw en la dirección paralela al ancho de la viga y de 0,2 bw en la otra dirección. El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder de seis veces el diámetro de las barras diagonales. Adicionalmente se debe proveer de refuerzo paralelo y transversal al eje longitudinal de la viga con una cuantía mínima en cada dirección de 0,0025 y con un espaciamiento que no exceda de 250 mm.

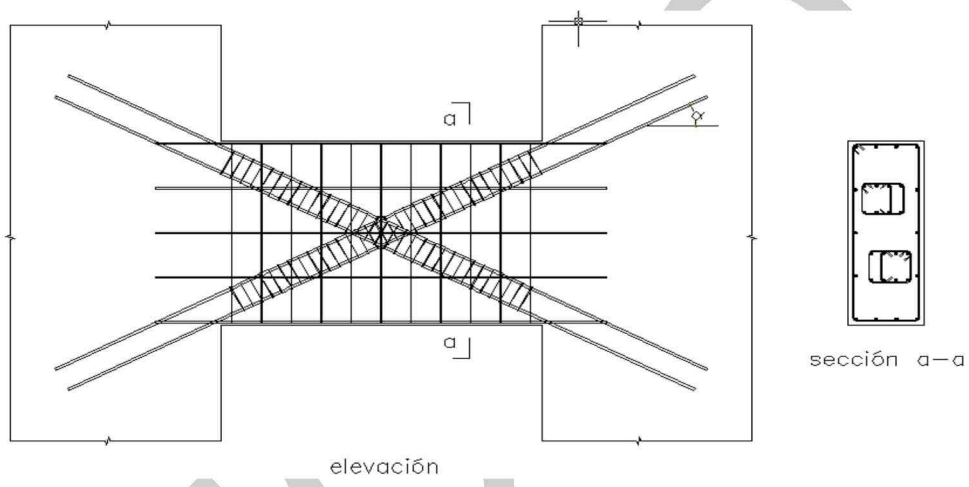


Fig. 21.9.9.5 i Refuerzo de vigas de acople

(d) Alternativamente al armado especificado en c, podrá proveerse refuerzo transversal de confinamiento en toda la longitud de la viga que satisfaga lo dispuesto en 21.6.4.1 a), b) y c) con un espaciamiento que no exceda de seis veces el diámetro de las barras diagonales ni de 150 mm y con estribos o grapas suplementarias espaciados a no más de 200 mm tanto horizontal como verticalmente. Adicionalmente se debe proveer refuerzo distribuido paralelo al eje longitudinal de la viga con una cuantía mínima de 0,0025 con un espaciamiento que no exceda de 200 mm y un diámetro mínimo de 1/2".

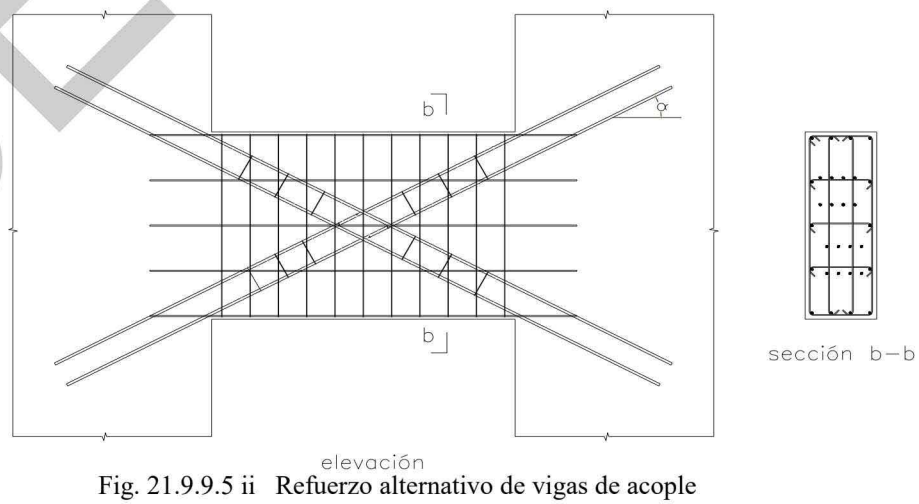


Fig. 21.9.9.5 ii Refuerzo alternativo de vigas de acople

21.10 EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

21.10.1 Materiales

Se aplicará lo dispuesto en 21.3.2, 21.3.3, 21.3.4 y 21.3.5 con las siguientes salvedades:

(a) La resistencia a la compresión del concreto será como mínimo de 17 MPa, salvo en los sistemas de transferencia donde deberá usarse como mínimo 28 MPa.

(b) En los muros se podrán usar mallas electrosoldadas de alambres corrugados como refuerzo repartido que cumplan con lo dispuesto en 3.5.3.6.

21.10.2 Diseño de Muros

21.10.2.1 Las fuerzas de diseño y los espesores mínimos de los muros se ajustarán a lo dispuesto en 21.9.2 y 21.9.3.

21.10.2.2 El refuerzo distribuido horizontal y vertical se ajustará a lo dispuesto en 21.9.4 con las siguientes salvedades:

i. Se podrá usar malla electrosoldada como refuerzo repartido de los muros en edificios de hasta 3 pisos y, en el caso de mayor número de pisos, se podrá usar mallas sólo en los pisos superiores, se deberá usar acero que cumpla con 21.3.3 en el tercio inferior de la altura.

ii. El requisito de 21.9.4.3.b podrá obviarse.

21.10.2.3 Si se usa malla electrosoldada, para el diseño de muros, deberá emplearse como esfuerzo de fluencia, el valor máximo de fy = 420 MPa.

21.10.2.4 En todos los casos el refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá cumplir con 21.3.3.

21.10.2.5 La resistencia al cortante en el plano del muro se calculará de acuerdo a 21.9.5.

21.10.2.6 El diseño a flexión y carga axial se ajustará a lo dispuesto 21.9.6.

21.10.2.7 Los elementos de borde cumplirán con lo dispuesto en 21.9.7, salvo lo dispuesto en 21.9.7.7.

21.10.2.8 Cuando no se requieren elementos de borde de acuerdo con lo indicado en 21.9.7.4 ó 21.9.7.6, y se concentre refuerzo vertical en los bordes del muro, el refuerzo concentrado deberá espaciarse de tal manera que su cuantía no exceda del 1% medida en el área en la cual se distribuye. En al Figura 21.10.2.8 se indica la manera de calcular la cuantía del acero concentrado en los extremos.

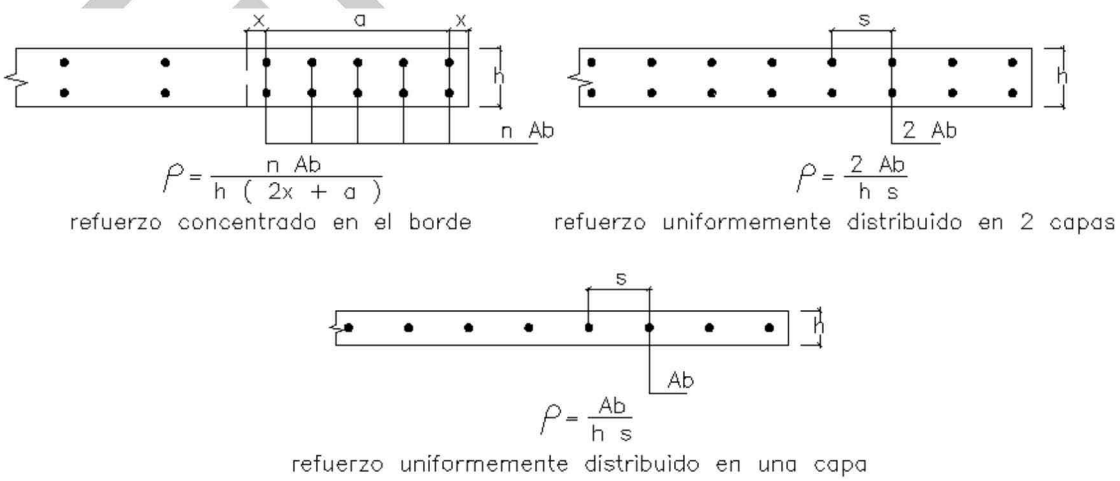


Fig. 21.10.2.8 Cuantía de acero en bordes no confinados

21.10.2.9 Las juntas de construcción en los muros cumplirán con lo dispuesto en 21.9.8.

21.10.2.10 El refuerzo vertical de los muros deberá estar adecuadamente anclado, en la cimentación (o en losa de transferencia), para poder desarrollar su máxima resistencia a tracción, mediante

anclajes rectos o con gancho estándar de 90º. Las longitudes correspondientes a ambos casos deberán estar de acuerdo a lo señalado en el Capítulo 12.

21.10.2.11 Cuando excepcionalmente se decida empalmar por traslape todo el acero vertical de los muros de un piso, la longitud de empalme deberá ser como mínimo dos veces la longitud de desarrollo.

21.10.2.12 Para el diseño del Sistema de Transferencia deberá cumplirse:

(a) En edificios con muros discontinuos pero que satisfacen los requerimientos del Anexo 2 (Especificaciones Normativas Para Diseño Sismorresistente en el Caso De Edificaciones de Muros De Ductilidad Limitada (EMDL)), acápite 4.1.b, de la NTE.030, el sistema de transferencia (parrilla, losa y elementos verticales de soporte) se deberá diseñar empleando un factor de reducción de fuerzas sísmicas (RST) igual al empleado en el edificio (R) dividido entre 1,5.

(b) En los edificios con muros discontinuos descritos en el Anexo 2, acápite 4.1.e, de la NTE.030, para todos los muros que descansan en el nivel de transferencia, se calcularán las resistencias nominales a flexión (Mn) asociadas a cada valor de la carga axial, Pu. Los valores de Mn y Pu se amplificarán por 1,2 y se usarán en las combinaciones de diseño usuales en las que se incluirán además las cargas directamente aplicadas en el nivel de transferencia.

21.10.3 Para el diseño de la cimentación, además de lo dispuesto en 21.12 deberá cumplirse:

(a) Cuando se decida emplear plateas superficiales de cimentación sobre rellenos controlados, se deberá especificar en los planos del proyecto la capacidad portante del relleno en la superficie de contacto con la platea, así como sus características (material a utilizar, densidad mínima, profundidad, espesor).

(b) En los bordes de las plateas se deberán colocar vigas (uñas o dientes) con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea más bajo, de 600 mm o dos veces el espesor de la losa, el que sea mayor.

(c) Las vigas (uñas o dientes) interiores de las plateas deberán tener una profundidad mínima por debajo de la losa de dos veces el espesor de la losa.

(d) El ancho de las vigas, tanto las de borde como las interiores, no deberá ser menor que el espesor de la losa ni de 250 mm.

21.11 DIAFRAGMAS ESTRUCTURALES

21.11.1 Alcance

Las losas de piso que actúen como diafragmas estructurales para transmitir las acciones inducidas por los movimientos sísmicos deben diseñarse de acuerdo con lo indicado en este numeral. Esta sección también se aplica a los puntales, tirantes, cuerdas y elementos colectores que transmiten fuerzas inducidas por los sismos.

21.11.2 Losa compuesta con sobrelosa vaciada en sitio.

Se permite el uso como diafragma de una losa compuesta con sobrelosa vaciada en sitio sobre elementos de piso prefabricados siempre que la sobrelosa se refuerce y que sus conexiones estén diseñadas y detalladas para proporcionar una transferencia completa de fuerzas a las cuerdas, elementos colectores y al sistema de resistente a las fuerzas laterales. La superficie del concreto previamente endurecido sobre la cual se coloca la sobrelosa debe estar limpia, libre de lechada y debe hacerse intencionalmente rugosa.

21.11.3 Losa no compuesta con sobrelosa vaciada en sitio.

Se permite que una sobrelosa vaciada en sitio sobre elementos de piso prefabricados sirva como un diafragma estructural siempre que la sobrelosa vaciada en sitio por sí misma esté diseñada y detallada para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

21.11.4 Espesor mínimo de los diafragmas

SENCICO

Las losas de concreto y las losas compuestas que sirven como diafragmas estructurales usadas para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de 50 mm.

Las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deben tener un espesor no menor que 65 mm.

21.11.5 Refuerzo de los Diafragmas

21.11.5.1 La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con lo indicado en 9.7. En los sistemas de piso y cubierta no preesforzados el espaciamiento del refuerzo en ambos sentidos no debe exceder de lo indicado en 9.7.3. Cuando se usa refuerzo electro soldado de alambre como refuerzo distribuido para resistir el cortante en las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso prefabricados, los alambres paralelos a la dirección de los elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 250 mm. El refuerzo provisto para la resistencia de cortante debe ser continuo y distribuido uniformemente a través del plano de cortante y debe estar adecuadamente anclado en los elementos de borde.

21.11.5.2 Los tendones adheridos que se usen como refuerzos primarios en cuerdas de diafragmas o elementos colectores deben diseñarse de forma tal que el esfuerzo debido a las fuerzas sísmicas de diseño no exceda de 420 MPa. Se permite que la precompresión producida por los tendones de preesfuerzo no adheridos resista fuerzas de diseño del diafragma si se proporciona una trayectoria de carga completa.

21.11.5.3 Los puntales, tensores, cuerdas de diafragma y elementos colectores con esfuerzos de compresión que excedan 0,25 $f'c$ en cualquier sección deben tener refuerzo transversal a lo largo del elemento, como se indica en 21.6.4.1 a 21.6.4.3. Se permite interrumpir el refuerzo transversal especial en donde el esfuerzo a compresión calculado sea menor que 0,20 $f'c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de las secciones brutas de los elementos considerados.

21.11.5.4 Todo refuerzo continuo en diafragmas, puntales, tensores, cuerdas y elementos colectores debe estar anclado o empalmado para desarrollar su esfuerzo de fluencia en tracción.

21.11.6 Fuerzas de diseño de los Diafragmas

Las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener del análisis para las cargas laterales de acuerdo con las combinaciones de cargas de diseño.

21.11.7 Resistencia al cortante de los Diafragmas

21.11.7.1 La resistencia Vn de un diafragma estructural no debe exceder:

$$Vn = Acv \left(0{,}17\sqrt{f'c} + \rho t\, fy\right) \qquad (21\text{-}9)$$

21.11.7.2 La resistencia Vn de los diafragmas formados por sobrelosas compuestas construidas en sitio y de los diafragmas formados por sobrelosas no compuestas colocadas sobre un piso prefabricado no debe exceder de:

$$Vn = Acv \left(\rho t\, fy\right) \qquad (21\text{-}10)$$

en donde Acv se basa en el espesor de la sobrelosa. El refuerzo requerido se debe distribuir uniformemente en ambas direcciones.

21.11.7.3 La resistencia nominal al cortante no debe exceder de $0{,}66\, Acv \sqrt{f'c}$, donde Acv es el área bruta de la sección del diafragma.

21.11.8 Elementos de borde de diafragmas estructurales

SENCICO

21.11.8.1 Los elementos de borde de los diafragmas estructurales deben diseñarse para resistir la suma de las fuerzas axiales amplificadas que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida dividiendo Mu en la sección por la distancia entre los elementos de borde del diafragma en esa sección.

21.11.8.2 Los empalmes del refuerzo de tracción en las cuerdas y elementos colectores de los diafragmas deben desarrollar fy. Los empalmes mecánicos y soldados deben ajustarse a lo indicado en 21.3.4 y 21.3.5 respectivamente.

21.11.9 Juntas de construcción en los diafragmas

Todas las juntas de construcción en los diafragmas deben adecuarse a lo indicado en 6.4 y las superficies de contacto deben hacerse intencionalmente rugosas según lo indicado en 11.7.9.

21.12 CIMENTACIONES

21.12.1 Alcance

21.12.1.1 Las cimentaciones resistentes a las fuerzas sísmicas o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno deben cumplir con lo indicado en 21.12 y con los otros requisitos aplicables de esta Norma.

21.12.1.2 Los requisitos indicados en 21.12 para pilotes, pilas excavadas, cajones de cimentación y losas sobre el terreno complementan otros criterios de diseño y de construcción aplicables de esta Norma. Véanse 1.1.5 y 1.1.6.

21.12.2 Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes

21.12.2.1 El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resistan las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar anclado para desarrollar totalmente la tracción en la interfase.

21.12.2.2 Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en 21.12.2.1 y, si se requiere de ganchos, el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.

21.12.2.3 En las columnas o elementos de borde de los muros estructurales que tengan un borde que diste al borde la zapata una longitud igual o menor que la mitad del peralte de la zapata, el refuerzo transversal debe extenderse dentro de la zapata una distancia que no sea inferior al menor valor entre la profundidad de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, o la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal.

21.12.3 Vigas en la cimentación.

21.12.3.1 Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre las zapatas o cabezales de pilotes deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe desarrollarse dentro o más allá de la columna, o anclarse dentro de la zapata o del cabezal del pilote en todas las discontinuidades.

21.12.3.2 Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 400 mm. Se deben proporcionar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda al menor de: la menor dimensión de la sección transversal, 300 mm ni de 16 db.

21.12.3.3 Las vigas de cimentación que estén sometidas a flexión por las columnas que son parte del sistema resistente a fuerzas laterales deben adecuarse a lo indicado en 21.4 ó 21.5 de acuerdo al sistema resistente a fuerzas laterales empleado.

21.12.4 Pilotes, pilas y cajones de cimentación

SENCICO

21.12.4.1 Las especificaciones indicadas en 21.12.4 se aplican a los pilotes, pilas y cajones de cimentación en estructuras que soportan acciones sísmicas.

21.12.4.2 Los pilotes, pilas o cajones de cimentación que resistan cargas de tracción deben tener refuerzo longitudinal continuo a lo largo de la zona que resiste las fuerzas de tracción. El refuerzo longitudinal debe detallarse para transferir las fuerzas de tracción en el cabezal de los pilotes a los elementos estructurales soportados.

21.12.4.3 Cuando las fuerzas de tracción inducidas por los efectos sísmicos sean transferidas, entre el cabezal de pilote o losa de cimentación y un pilote prefabricado, a través de barras de refuerzo colocadas con un mortero inyectado o post instaladas en la parte superior del pilote, se debe demostrar mediante ensayos que el sistema de inyección desarrolla por lo menos 1,25 fy de la barra.

21.12.4.4 Los pilotes de los edificios ubicados en la Zona Sísmica 3, según la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en 21.6.4 en las zonas definidas en a) y b):

(a) En la parte superior del elemento en por lo menos cinco veces la dimensión transversal del elemento, pero no menos de 1,8 m por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote;

(b) Para las partes de los pilotes en suelos que no son capaces de proveer soporte lateral, o están en el aire o agua, a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más el largo requerido en a).

21.12.4.5 Para pilotes prefabricados de concreto, la longitud donde se coloca el refuerzo transversal proporcionado debe ser suficiente como para tener en cuenta las variaciones potenciales de la profundidad a la que llega la punta de los pilotes.

21.12.4.6 Los pilotes que soportan edificaciones de uno o dos pisos con muros de carga, están exentos de los requisitos de refuerzo transversal indicado en 21.12.4.4 y 21.12.4.5.

21.12.4.7 Los cabezales de pilotes que incorporan pilotes inclinados deben diseñarse para resistir la totalidad de la resistencia a compresión de los pilotes inclinados actuando como columnas cortas (no esbeltas). Los efectos de esbeltez de los pilotes inclinados se deben considerar para la porción de los pilotes en suelo que no es capaz de proporcionar soporte lateral, o que queda al aire o en el agua.

SENCICO

CAPÍTULO 22
CONCRETO ESTRUCTURAL SIMPLE

22.1 ALCANCE

22.1.1 Este Capítulo proporciona los requisitos mínimos para el diseño y construcción de elementos de concreto simple estructural, vaciados en sitio o prefabricados.

22.1.2 El diseño y construcción de losas apoyadas en el terreno, como aceras o losas sobre el terreno, no está controlado por esta Norma, a menos que ellas transmitan cargas verticales o fuerzas laterales desde otras partes de la estructura al suelo.

22.1.3 En estructuras especiales, como arcos, estructuras subterráneas para servicios públicos, muros de gravedad, y muros de protección, las disposiciones de este capítulo deben controlar cuando sean aplicables.

22.2 LIMITACIONES

22.2.1 Las disposiciones de este capítulo deben aplicarse al diseño de elementos de concreto estructural simple, es decir aquellos sin armadura de refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado.

22.2.2 El uso del concreto simple estructural debe limitarse a (a), (b) o (c):

(a) Elementos que están apoyados de manera continua sobre el suelo o que están apoyados sobre otros elementos estructurales capaces de proporcionarles un apoyo vertical continuo;

(b) Elementos en los cuales el efecto de arco genera compresión bajo todas las condiciones de carga;

(c) Muros y pedestales. Véanse 22.6 y 22.8

No está permitido el uso de columnas de concreto estructural simple.

No está permitido el empleo de concreto simple en elementos estructurales sometidos a solicitaciones sísmicas que hayan sido determinadas en base a la capacidad de la estructura de disipar energía.

22.2.3 Este capítulo no controla el diseño e instalación de pilas y pilotes embebidos en el terreno que se han construido contra el suelo.

22.2.4 Resistencia mínima

La resistencia especificada del concreto simple para ser usado con fines estructurales medida a los 28 días no debe ser menor de 14 MPa.

Todos los materiales que se empleen para la fabricación del concreto simple (cemento, agregados, agua, aditivos, etc.) deberán cumplir los mismos requisitos que para concreto armado. Esta exigencia también será aplicable a la dosificación, ensayo de probetas cilíndricas, encofrados, colocación, curado, evaluación y aceptación del concreto.

22.3 JUNTAS

22.3.1 Deben proporcionarse juntas de contracción o aislamiento para dividir los elementos de concreto simple estructural en elementos discontinuos en flexión. El tamaño de cada elemento debe limitarse para controlar el desarrollo de esfuerzos internos excesivos dentro de cada elemento, causados por la restricción de los movimientos debidos a los efectos de flujo plástico, retracción y cambios de temperatura.

22.3.2 En la determinación del número y ubicación de las juntas de contracción o aislamiento debe prestarse atención a: influencia de las condiciones climáticas; selección y dosificación de materiales; mezclado, colocación y curado del concreto; grado de restricción al movimiento; esfuerzos debidos a las cargas a las cuales está sometido el elemento; y técnicas de construcción.

SENCICO

22.4 MÉTODO DE DISEÑO

22.4.1 Los elementos de concreto simple estructural deben diseñarse para tener una adecuada resistencia, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, usando los factores de amplificación de las cargas y las resistencias de diseño.

22.4.2 Las resistencias requeridas se determinarán de acuerdo con lo especificado en 9.2. El factor de reducción de resistencia será de 0,65 como se indica en 9.3.2.9.

22.4.3 Cuando la resistencia requerida excede a la resistencia de diseño, debe proporcionarse refuerzo y el elemento debe diseñarse como uno de concreto armado de acuerdo con los requisitos pertinentes de esta Norma.

22.4.4 El diseño por resistencia de elementos de concreto simple estructural para flexión y cargas axiales debe basarse en relaciones esfuerzo-deformación lineales, tanto en tracción como en compresión.

22.4.5 En el diseño de elementos de concreto estructural simple, se puede considerar la resistencia a tracción del concreto cuando se han seguido las disposiciones de 22.3.

22.4.6 No se debe asignar resistencia al refuerzo de acero que pudiera estar presente.

22.4.7 La tracción no debe transmitirse a través de los bordes exteriores, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se debe suponer continuidad a la flexión debida a tracción entre elementos adyacentes de concreto simple estructural.

22.4.8 Al calcular la resistencia a flexión, flexión y carga axial combinada, y cortante, debe considerarse en el diseño la sección completa de un elemento, excepto para el concreto vaciado contra el suelo en donde la altura o peralte del elemento deberá tomarse 50 mm menor que la dimensión real.

22.5 DISEÑO POR RESISTENCIA

22.5.1 El diseño de secciones transversales sometidas a flexión debe basarse en la siguiente ecuación:

$$\phi\, Mn \geq Mu \qquad (22\text{-}1)$$

donde:

$$Mn = 0,42\ \sqrt{f'c}\ \ Sm \qquad (22\text{-}2)$$

si controla la tracción, y

$$Mn = 0,85\, f'c\, Sm \qquad (22\text{-}3)$$

si controla la compresión, donde Sm es el módulo de sección correspondiente.

22.5.2 El diseño de secciones transversales sometidas a compresión debe basarse en la siguiente ecuación:

$$\phi Pn \geq Pu \qquad (22\text{-}4)$$

donde Pn se calcula como:

$$Pn = 0,60\, f'c \left[1 - \left(\frac{\ell c}{32\, h} \right)^2 \right] A1 \qquad (22\text{-}5)$$

donde $A1$ es el área cargada.

SENCICO

22.5.3 Los elementos sometidos a una combinación de flexión y carga axial de compresión deben diseñarse de manera que en la cara de compresión:

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{Mu}{\phi Mn} \leq 1 \qquad (22\text{-}6)$$

y en la cara de tracción:

$$\frac{Mu}{Sm} - \frac{Pu}{Ag} \leq 0{,}42\ \phi \sqrt{f'c} \qquad (22\text{-}7)$$

22.5.4 El diseño de secciones transversales rectangulares sometidas a cortante debe basarse en:

$$\phi Vn \geq Vu \qquad (22\text{-}8)$$

donde Vn se calcula como:

$$Vn = 0{,}11\sqrt{f'c}\ bw\,h \qquad (22\text{-}9)$$

para la acción como viga, y como:

$$Vn = 0{,}11\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'c}\ bo\,h \qquad (22\text{-}10)$$

para la acción en dos direcciones, pero no mayor que $0{,}22\sqrt{f'c}\ bo\,h$. En la ecuación (22-10), β corresponde a la relación de lado largo a lado corto de la carga concentrada o del área de la reacción.

22.5.5 El diseño de superficies de apoyo sometidas a compresión debe basarse en:

$$\phi Bn \geq Bu \qquad (22\text{-}11)$$

donde Bu es la carga de aplastamiento amplificada y Bn es la resistencia nominal al aplastamiento del área cargada $A1$, calculada como:

$$Bn = 0.85 f'c\ A1 \qquad (22\text{-}12)$$

excepto cuando la superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada, caso en el cual Bn debe multiplicarse por $\sqrt{\frac{A2}{A1}}$, pero no por más de 2.

22.6 MUROS

22.6.1 Los muros de concreto simple estructural deben estar apoyados de manera continua en el terreno, en zapatas, en muros de cimentación, en vigas de cimentación, o en otros elementos estructurales capaces de proporcionar un apoyo vertical continuo.

22.6.2 Los muros de concreto simple estructural deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.

22.6.3 Los muros de concreto simple estructural deben diseñarse para una excentricidad correspondiente al momento máximo que puede acompañar a la carga axial, pero no menor de 0,10 h. Si la resultante de todas las cargas amplificadas se ubica dentro del tercio central del espesor total del muro, el diseño debe realizarse de acuerdo con 22.5.3 ó 22.6.5. En caso contrario, los muros deben diseñarse de acuerdo con 22.5.3.

22.6.4 El diseño por cortante debe realizarse de acuerdo con 22.5.4.

22.6.5 Método empírico de diseño de muros

SENCICO

22.6.5.1 Los muros de concreto simple estructural de sección rectangular sólida se pueden diseñar por medio de la ecuación (22-13), siempre que la resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central del espesor total del muro.

22.6.5.2 El diseño de muros sometidos a cargas axiales de compresión debe basarse en:

$$\phi Pn \geq Pu \qquad (22\text{-}13)$$

donde Pn se calcula como:

$$Pn = 0,45\, f'c\ Ag \left[1 - \left(\frac{\ell c}{32\, h}\right)^2\right] \qquad (22\text{-}14)$$

22.6.6 Limitaciones

22.6.6.1 A menos que se demuestre mediante un análisis detallado, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no debe exceder la distancia entre los ejes de las cargas, ni el ancho de la zona de aplastamiento más dos veces el espesor del muro a cada lado.

22.6.6.2 Excepto en lo establecido en 22.6.6.3, el espesor de muros de carga no debe ser menor que un 1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor, ni que 150 mm.

22.6.6.3 El espesor de muros exteriores de sótano y de cimentación no debe ser menor que 200 mm.

22.6.6.4 Los muros deben estar arriostrados contra el desplazamiento lateral. Véanse 22.3 y 22.4.7.

22.6.6.5 Se deben proporcionar no menos de dos barras de diámetro 5/8" alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Dichas barras deben extenderse al menos 600 mm más allá de las esquinas de las aberturas.

22.7 ZAPATAS

22.7.1 Las zapatas de concreto simple estructural deben diseñarse para las cargas amplificadas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta Norma y según lo indicado en 22.7.2 a la 22.7.8.

22.7.2 El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos en servicio transmitidos por la zapata al suelo y de las presiones admisibles del suelo determinadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos.

22.7.3 No se permite el uso del concreto simple para zapatas sobre pilotes.

22.7.4 El espesor de las zapatas de concreto simple estructural no debe ser menor que 300 mm. Véase 22.4.8.

22.7.5 Los momentos amplificados máximos deben calcularse en:

(a) En la cara de la columna, pedestal o muro, en zapatas que soporten a estos elementos.

(b) A media distancia entre el eje y el borde del muro, en zapatas que soporten un muro de albañilería.

(c) A la mitad de la distancia entre el borde de la columna y el borde de la plancha de acero en zapatas que soportan columnas con una plancha base de acero.

22.7.6 Cortante en zapatas de concreto simple

22.7.6.1 La fuerza cortante Vu debe calcularse de acuerdo con 22.7.6.2, con la sección crítica ubicada en la cara de la columna, pedestal o muro en zapatas que soporten estos elementos. En zapatas que soporten columnas con una plancha base de acero, la sección crítica debe ubicarse de acuerdo con lo definido en 22.7.5(c).

SENCICO

22.7.6.2 La resistencia de diseño, ϕVn, de zapatas de concreto simple estructural, en las cercanías de cargas concentradas o reacciones, está controlada por la más restrictiva de las dos condiciones siguientes:

(a) Acción como viga de la zapata, con la sección crítica extendiéndose a través de todo el ancho de la zapata y ubicada a una distancia h del borde de la carga concentrada o área de reacción. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la ecuación (22-9).

(b) Acción en dos direcciones de la zapata, con la sección crítica perpendicular al plano de la zapata y ubicada de manera que su perímetro bo sea mínimo, pero no necesita estar más cerca que $0,5h$ del perímetro de la carga concentrada o área de carga. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la ecuación (22-10).

22.7.7 Para la ubicación de las secciones críticas de momento y cortante, se pueden tratar a las columnas con forma circular o de polígono regular, como elementos cuadrados con la misma área.

22.7.8 Las cargas de aplastamiento amplificadas, Bu, en el concreto en la superficie de contacto entre elementos soportantes y soportados no debe exceder, a la resistencia de diseño al aplastamiento, Bn, en ninguna de las dos superficies según lo indicado en 22.5.5.

22.8 PEDESTALES

22.8.1 Los pedestales de concreto simple deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.

22.8.2 La relación entre la altura no apoyada y la menor dimensión lateral de pedestales de concreto simple no debe exceder de 3. Si en alguna de las caras la dimensión es variable se tomará el promedio.

22.8.3 La carga axial Pu, aplicada a pedestales de concreto simple no debe exceder la resistencia de diseño al aplastamiento, ϕBn, dada en 22.5.5.

22.9 ELEMENTOS PREFABRICADOS

22.9.1 El diseño de elementos prefabricados de concreto simple debe considerar todas las condiciones de carga desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje.

22.9.2 Las limitaciones de 22.2 se aplican a los elementos prefabricados de concreto simple no sólo en su condición final sino también durante la fabricación, transporte y montaje.

22.9.3 Los elementos prefabricados deben ser conectados de manera segura para que transfieran todas las fuerzas laterales a un sistema estructural capaz de resistir dichas fuerzas.

22.9.4 Los elementos prefabricados deben estar adecuadamente arriostrados y apoyados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento y la integridad estructural hasta que se completen las conexiones definitivas.

22.10 CONCRETO CICLOPEO

22.10.1 Definición

Se denomina concreto ciclópeo a aquel concreto simple que es colocado conjuntamente con piedra desplazadora y que tiene las siguientes características:

(a) La resistencia mínima del concreto de la matriz será $f'c =$ 10 MPa.

(b) La piedra desplazadora no excederá del 30% del volumen total de concreto ciclópeo y será colocada de manera homogénea, debiendo quedar todos sus bordes embebidos en el concreto.

SENCICO

(c) La mayor dimensión de la piedra desplazadora no excederá de la mitad de la menor dimensión del elemento ni será mayor de 250 mm.

22.10.2 Limitaciones

22.10.2.1 El uso de este concreto estará limitado a cimientos corridos, sobrecimientos, muros de contención de gravedad y falsas zapatas.

22.10.2.2 En elementos en voladizo con una longitud mayor a la mitad de su peralte, será necesario verificar las resistencias en flexión y corte.

22.10.2.3 En el calculo de las resistencias según 22.5 se utilizará un factor ϕ = 0,5 y se utilizará, para el diseño, un valor de $f'c$ no mayor a 10 MPa.

SENCICO

ANEXO I
NORMAS CITADAS

- NORMAS TÉCNICAS DE EDIFICACIÓN

NTE E.020 – 2006	Cargas
NTE E.030 – 2006	Diseño Sismorresistente.
NTE E.070 – 2006	Albañilería

- NORMAS TÉCNICAS PERUANAS (INDECOPI)

NTP 334.009:2005	CEMENTOS. Cemento Portland. Requisitos.
NTP 334.051:2006	CEMENTOS. Método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión de morteros de Cemento Portland usando especímenes cúbicos de 50mm de lado. 4a ed.
NTP 334.082:2001	CEMENTOS. Cementos Portland adicionados. Especificación de la performance.
NTP 334.087:2008	CEMENTOS. Adicionales minerales en pastas, morteros y concretos; microsílice. Especificaciones.
NTP 334.088:2006	CEMENTOS. Aditivos químicos en pastas, morteros y hormigón (concreto). Especificaciones.
NTP 334.089:1999	CEMENTOS. Aditivos incorporados de aire en pastas, morteros y hormigón (concreto). Especificaciones.
NTP 334.090:2007	CEMENTOS. Cementos Portland adicionados. Requisitos.
NTP 334.104:2001	CEMENTOS. Adiciones minerales del hormigón (concreto) puzolana natural cruda o calcinada y ceniza. Especificaciones.
NTP 334.148:2004	CEMENTOS. Método de ensayo normalizado para la determinación de cloruro de soluble en agua en mortero y concreto.
NTP 334.156:2006	CEMENTOS. Cemento Portland expansiva. Requisitos.
NTP 339.186:2008	HORMIGÓN (CONCRETO). Barras con resaltes y lisas de acero de baja aleación para hormigón (concreto) armado. Especificaciones. 2a. ed.
NTP 341.031:2008	HORMIGÓN (CONCRETO). Barras de acero al carbono con resaltes y lisas para hormigón (concreto) armado. Especificaciones. 3a. ed.
NTP 341.068:2008	HORMIGÓN (CONCRETO). Alambre de acero con resaltes para refuerzo del hormigón (concreto). Especificaciones. 2a. ed.
NTP 350.002:2008	HORMIGÓN (CONCRETO). Alambre soldado liso de acero para refuerzo del hormigón (concreto) Especificaciones. 2ª. ed.
NTP 400.037:2002	AGREGADOS. Especificaciones normalizadas para agregados en hormigón (concreto).

SENCICO

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM)

ASTM A 36M	"Standard Specification for Carbon Structural Steel"
ASTM A 53M	"Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless"
ASTM A 82	"Standard Specification for Steel Wire, Plain, for concrete Reinforcement
ASTM A 184M	"Standard Specification for Fabricated Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement"
ASTM A 242M	"Standard Specification for High-Strength Low- Alloy Structural Steel"
ASTM A 416M	"Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete"
ASTM A 421M	"Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete"
ASTM A 497M	"Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement Deformed, for Concrete"
ASTM A 500	"Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes"
ASTM A 501	"Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing"
ASTM A 572M	"Standard Specification for High-Strength Low- Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel"
ASTM A 588M	"Standard Specification for High-Strength Structural Steel with 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point to 4 in. [100 mm.] Thick"
ASTM A 706M	"Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement"
ASTM A 767M	"Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement"
ASTM A 722M	"Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressed Concrete"
ASTM A 775M	"Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars"
ASTM A 884M	"Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement"
ASTM A 934M	"Standard Specification for Epoxy- Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars"
ASTM A 992M	"Standard Specification for Structural Steel Shapes"
ASTM C 31M	"Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field"
ASTM C 33	"Standard Specification for Concrete Aggregates"
ASTM C 39M	"Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens",

SENCICO

ASTM C 42M "Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete"

ASTM C 94M "Standard Specification for Ready-Mixed Concrete"

ASTM C 144 "Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar"

ASTM C 172 "Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete"

ASTM C 192M "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory"

ASTM C 330 "Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete"

ASTM C 496M "Strength of Cylindrical Concrete Specimens"

ASTM C 567 "Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete"

ASTM C 685M "Standard Specification of Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing"

ASTM C 989 "Standard Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars"

ASTM C 1017M "Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete"

- AMERICAN WELDING SOCIETY (AWS)

ANSI/AWS D1.4 "Structural Welding Code – Reinforcing Steel"

SENCICO

ANEXO II

EQUIVALENCIA DE FÓRMULAS EN EL SISTEMA MKS (kgf, cm, kgf/cm^2)

1 KN (kilonewton) ≈ 10 Kgf

1 MPa (megapascal) ≈ 10 Kgf/cm^2

$\sqrt{f'c}$ en MPa ≈ 3.19 $\sqrt{f'c}$ Kgf/cm^2

1 KN/mm ≈ 1000 kgf/cm

(5-2) $f'cr = f'c + 2{,}33\ Ss - 35$

(8-2) $Ec = (wc)^{1{,}5}\ 0{,}136\sqrt{f'c}$

(8-3) $Ec = 15000\sqrt{f'c}$

(9-12) $fr = 2\sqrt{f'c}$

(9-16) $$h = \frac{\ell n\left(0{,}8 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 5\beta\left(\alpha fm - 0{,}2\right)}$$

(9-17) $$h = \frac{\ell n\left(0{,}8 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 9\beta}$$

(9-20) $$s \le 38\left(\frac{2500}{fs}\right) - 2{,}5Cc$$

(9-21) $$s \le 30\left(\frac{2500}{fs}\right)$$

(num. 10-5-1) $fr = 2\sqrt{f'c}$

(10-3) $$As\,\min = \frac{0{,}7\sqrt{f'c}}{fy}\ bw\ d$$

(num. 11.1.2) los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este Capítulo no deben exceder de 26,4 kg/cm^2, excepto en lo permitido en 11.1.2.1.

(11-3) $Vc = 0{,}53\sqrt{f'c}\ bw\,d$

(11-4) $$Vc = 0{,}53\sqrt{f'c}\ \left(1 + \frac{Nu}{140\ Ag}\right) bw\,d$$

SENCICO

(11-5) $$Vc = (0,50\sqrt{f'c} + 176\ \rho_w \frac{Vu\ d}{Mu})\ bw d$$

pero no mayor que $0,93\sqrt{f'c}\ bw\ d$

(11-7) $$Vc = 0,93\sqrt{f'c}\ bw\ d\ \sqrt{1+\frac{Nu}{35Ag}}$$

(11-8) $$Vc = 0,53\sqrt{f'c}\ \left(1-\frac{Nu}{35Ag}\right) bw\ d$$

(11-9) $$Vc = \left(0,16\sqrt{f'c} + 49\ \frac{Vu\ dp}{Mu}\right) bw\ d$$

(11-10) $$Vci = 0,16\sqrt{f'c}\ bw\ dp + Vd + \frac{Vi\ \ Mcre}{M\ \max}$$

(11-11) $$Mcre = \left(\frac{I}{Yt}\right)\left(1,6\sqrt{f'c} + fpe - fd\right)$$

No hay necesidad de tomar Vci menor que $0,45\sqrt{f'c}\ bw\ d$

(11-12) $$Vcw = \left(0,93\sqrt{f'c} + 0,3\ fpc\right) bw\ dp + Vp$$

…que produce un esfuerzo principal de tracción de $1,1\sqrt{f'c}$ en el eje central del elemento…

(num. 11.5.5.3) Donde Vs sobrepasa $1,1\sqrt{f'c}\ bw\ d$, las separaciones máximas dadas en 11.5.5.1 y 11.5.5.2 se deben reducir a la mitad.

(11-13) $$Av\min = 0,2\ \sqrt{f'c}\ \frac{bw\ s}{fyt}$$

pero no debe ser menor que $3,5\ \frac{bws}{fyt}$

(11-17) $$Vs = Av\ fyt\ \operatorname{sen}\alpha$$

pero no mayor que $0,80\sqrt{f'c}\ bw\ d$

(num. 11.5.7.9) En ningún caso se debe considerar Vs mayor que $2,1\sqrt{f'c}\ bw\ d$

(num. 11.6.1) (a) $$\phi\ 0,27\sqrt{f'c}\ \left(\frac{A_{cp}^2}{Pcp}\right)$$

(b) $$\phi\ 0,27\sqrt{f'c}\ \left(\frac{A_{cp}^2}{Pcp}\right)\ \sqrt{1+\frac{fpc}{\sqrt{f'c}}}$$

SENCICO

(c) $\phi\, 0,27\sqrt{f'c}\left(\frac{A_{cp}^2}{Pcp}\right)\sqrt{1+\frac{Nu}{Ag\sqrt{f'c}}}$

(num. 11.6.2.2) (a) $\phi\, 1,1\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$

(b) $\phi\, 1,1\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{fpc}{\sqrt{f'_c}}}$

(c) $\phi\, 1,1\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{Nu}{Ag\sqrt{f'_c}}}$

(11-18) $$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw\ d}\right)^2+\left(\frac{Tu\ Ph}{1,7\,A_{oh}^2}\right)^2}\ \le\ \phi\left(\frac{Vc}{bw\ d}+2,1\sqrt{f'c}\right)$$

(11-19) $$\left(\frac{Vu}{bw\ d}\right)+\left(\frac{Tu\ Ph}{1,7\,A_{oh}^2}\right)\ \le\ \phi\left(\frac{Vc}{bw\ d}+2,1\sqrt{f'c}\right)$$

(11-23) $$\left(Av+2At\right)=0,2\sqrt{f'c}\ \frac{bw\ s}{fyt}$$

pero no debe ser menor de $\frac{3,5\,bw s}{fyt}$

(11-24) $$A\ell,\min=\frac{1,33\sqrt{f'c}\ Acp}{fy}-\left(\frac{At}{s}\right)Ph\ \frac{fyt}{fy}$$

donde $\frac{At}{s}$ no debe tomarse menor que $\frac{1,75\,bw}{fyt}$

(num. 11.7.5) Vn no debe tomarse mayor que el menor de $0,2\,f'c\,Ac$ y $55Ac$

(11-27) $Vn\ \le 2,6\sqrt{f'c}\ bw\ d$

(11-28) $Vc=0,53\sqrt{f'c}\ \ bw\ d$

(num. 11.9.3.2.1) Para concreto de densidad normal, Vn no debe tomarse mayor que el menor de $0,2\,f'c\ bw\ d$ ó $55\ bw\,d$

(num. 11.9.3.2.2) Para concreto liviano en todos sus componentes o concreto liviano con arena de peso normal, Vn no debe tomarse mayor que el menor de $\left(0,2-0,07\,av/d\right)f'c\ bw\ d$ ó $\left(55-19\ av/d\right)bw\ d$

SENCICO

(num. 11.10.4) $Vn \leq 2,6\sqrt{f'c}\ Acw$

(num. 11.10.5) donde el coeficiente αc es 0,80 para $\left[hm/\ell m\right] \leq 1,5$; 0,53 para $\left[hm/\ell m\right] \geq 2,0$ y varia linealmente entre 0,80 y 0,53 para $\left[hm/\ell m\right]$ entre 1,5 y 2,0.

(num..10.6) …el valor de Vc obtenido de la ecuación (11-30) se multiplicará por el factor $(1-\frac{Nu}{35\,Ag}) \geq 0$, donde $\frac{Nu}{Ag}$ debe expresarse en Kg/cm^2.

(num. 11.10.7) Donde Vu sea menor que $0,27\sqrt{f'c}\ Acw$ …

(num. 11.10.8) Donde Vu sea menor que $0,27\sqrt{f'c}\ Acw$ …

(11-33) $$Vc = 0,53\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'c}\ bo\ d$$

(11-34) $$Vc = 0,27\left(\frac{\alpha s\ d}{bo}+2\right)\sqrt{f'c}\ bo\ d$$

(11-35) $$Vc = 1,06\sqrt{f'c}\ bo\ d$$

(11-36) $$Vc = \left(3,19\ \beta p\sqrt{f'c}\ + 0,3\ fpc\right) bo\ d\ +\ Vp$$

(num. 11.12.2.2) (b) el valor de $\sqrt{f'c}$ utilizado en la ecuación (11-36) no debe tomarse mayor que 5 Kg/cm^2.

(num. 11.12.3.1) Vn debe calcularse con la ecuación (11-2), donde Vc no debe tomarse mayor que $0,53\sqrt{f'c}\ bo\ d$ …

(num. 11.12.3.2) Vn no debe considerarse mayor que $1,6\sqrt{f'c}\ bo\ d$

(num. 11.12.6.2) … El esfuerzo cortante debido a la fuerza cortante y momento amplificados no debe exceder de $0,53\sqrt{f'c}$ en la sección ……

(num. 12.1.2) los valores de $\sqrt{f'c}$ usados en este Capítulo no deben exceder de 26,4 Kg/cm^2.

SENCICO

TABLA 12.1

LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN

Condiciones	Alambres corrugados o barras de 3/4" y menores	Barras de 7/8" y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor……..	$\left(\frac{fy\ \psi t\ \psi e\ \lambda}{8,2\sqrt{f'c}}\right) db$	$\left(\frac{fy\ \psi t\ \psi e\ \lambda}{6,6\sqrt{f'c}}\right) db$

(12-1) $$\left(\frac{fy}{3,5\sqrt{f'c}}\ \frac{\Psi t\ \Psi e\ \Psi s\ \lambda}{\left(\frac{cb+Ktr}{db}\right)}\right) db$$

(12-2) $$Ktr = \frac{Atr\ fyt}{105\ s\ n}$$

(num. 12.3.2) Para las barras corrugadas y alambres corrugados, ℓdc debe tomarse como el mayor entre $(0,075\, fy\ /\ \sqrt{f'c})\, db$ y $(0,0044\, fy)\ db$, donde la constante $0,0044$ tiene la unidad de cm^2/Kg.

(num. 12.5.2) Para las barras corrugadas, ℓdg debe ser $\left(0,075\ \Psi e\ \lambda\ fy\ /\sqrt{f'c}\right) db$ …

(num. 12.7.2) … el factor para refuerzo electrosoldado de alambre debe tomarse como el mayor de:

$$\frac{(fy-2400)}{fy} \quad \text{ó} \quad \left(\frac{5\, db}{s}\right)$$

(12-3) $$\ell d = \left(\frac{Ab}{s}\right)\left(\frac{fy}{\sqrt{f'c}}\right)\lambda$$

(12-4) $$\ell d = \left(\frac{fse}{210}\right) db + \left(\frac{fps-fse}{70}\right) db$$

(num. 12.13.1.2) Para estribos de 3/4", 7/8" y 1" con fyt mayor que 2800 Kg/cm^2, un gancho de estribo estándar abrazando una barra longitudinal mas una longitud embebida entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $0,053\ db\ fyt\ /\sqrt{f'c}$

SENCICO

(num. 12.16.1) La longitud de un empalme por traslape en compresión, ℓdc , debe ser de 0,071 *fy db*, para *fy* igual a 4200 Kg/cm^2 o menor, ó (0,013 *fy* -24) *db* para *fy* mayor que 4200 Kg/cm^2 , pero no debe ser menor que 300 mm.

(num. 17.5.3.2) … *Vnh* no debe tomarse mayor a $5,5\ bv\,d$.

(num..17.5.3.3) … *Vnh* debe tomarse igual a $(18 + 0,6\,\rho v\ fy)\ \lambda\ bv\,d$, pero no mayor que 35 *bv d* …

(num.17.5.3.4) Donde Vu en la sección bajo consideración excede de ϕ (3,5 *bv d*), el diseño por cortante horizontal debe hacerse de acuerdo con 11.7.4.

(num. 18.3.3) (a) Clase U: $ft \le 2\sqrt{f'c}$

(b) Clase T: $2\sqrt{f'c} < ft \le 3,2\sqrt{f'c}$

Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones deben ser diseñadas como clase U, con $ft \le 1,6\sqrt{f'_c}$

(num. 18.4.1) (a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión…….$0,60\,f'ci$

(b) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción, salvo lo permitido a (c)…… $0,8\sqrt{f'ci}$

(c) Esfuerzo en la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados… $1,6\sqrt{f'ci}$

(18-4) $$fps = fse + 700 + \frac{f'c}{100\rho_p}$$

pero *fps* en la ecuación (18-4) no debe tomarse mayor que *fpy* ni que fse + 4200

(18-5) $$fps = fse + 700 + \frac{f'c}{300\rho_p}$$

Pero *fps* en la ecuación (18-5) no debe tomarse mayor que *fpy* ni que fse + 2100.

(num. 18.9.3.1) No se requiere refuerzo adherido en las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción es la fibra extrema en tracción de la zona de tracción precomprimida al nivel de cargas de servicio, *ft*, (después de considerar todas las perdidas de preesforzado), no excede $0,53\sqrt{f'c}$.

(num. 18.9.3.2) En las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0,53\sqrt{f'c}$ ….

SENCICO

(num. 18.13.4.1) … El esfuerzo nominal de tracción del refuerzo no adherido presforzado para resistir las fuerzas de tracción en las zonas de anclaje debe estar limitado a $fps = fse + 700$ en Kg/cm^2.

(num. 19.4.10) … Cuando el esfuerzo membranal principal de tracción sobre el área total de concreto, debido a cargas amplificadas, excede de $1,06\phi\sqrt{f'c}$, el refuerzo no debe espaciarse a más de tres veces el espesor de la cáscara.

(num. 21.7.4.1) Para nudos confinados en las cuatro caras: …… $5,3\sqrt{f'c}\ Aj$

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas : …….... $4,0\sqrt{f'c}\ Aj$

Para otros casos: ……..…….. $3,2\sqrt{f'c}\ Aj$

(num. 21.9.4.3) b) O cuando la fuerza cortante *Vu* excede $0,53\ Acv\sqrt{f'c}$

(num. 21.9.6.5) … Esta disposición podrá limitarse a las secciones de muro en las cuales el esfuerzo en la fibra extrema en tracción, ocasionado por la acción conjunta de *Pu* y *Mu*, exceda de $2,0\sqrt{f'c}$.

(num. 21.9.9.3) Las vigas de acople con una relación de aspecto $\left(\frac{\ell n}{h}\right) < 2$ con una fuerza cortante *Vu* que exceda de $1,04\ Acw\sqrt{f'c}$ …

(num.. 21.9.9.4) Para cualquier relación de aspecto, *Vn* no debe suponerse mayor que $2,6\ Acw\sqrt{f'c}$ …

(21-8) $Vn = 2\ Av\ d\ fy\ sen\alpha \le 2,6 Acw\sqrt{f'c}$

(21-9) $Vn = Acv\left(0,53\sqrt{f'c} + \rho_t\ fy\right)$

(num.. 21.11.7.3) La resistencia nominal al cortante no debe exceder de $2,1\ Acv\sqrt{f'c}$ …

(22-2) $Mn = 1,33\sqrt{f'c}\ \ Sm$

(22-7) $$\frac{Mu}{Sm} - \frac{Pu}{Ag} \le 1,33\phi\sqrt{f'c}$$

(22-9) $Vn = 0,35\sqrt{f'c}\ \ bw\,h$

(22-10) $$Vn = 0,35\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'c}\ \ bo\,h \le 0,70\sqrt{f'c}\ \ bo\,h$$

SENCICO