



FONDONORMA

NORMA VENEZOLANA

PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS EN CONCRETO ESTRUCTURAL

**FONDONORMA 1753:2006
(1^{ra} Revisión)**

PRÓLOGO

La presente norma sustituye totalmente a la Norma Venezolana **1753:1987 Estructuras de concreto amado para edificaciones. Análisis y diseño**, fue revisada de acuerdo a las directrices del Comité Técnico de Normalización **CT3 Obras Civiles**, por el Subcomité Técnico **SC1 Edificaciones** y aprobada por FONDONORMA en la reunión del Consejo Superior **Nº2006-04** de fecha **30/08/2006**

En la revisión de esta norma participaron las siguientes entidades: Asociación Venezolana de Concreto Premezclado – AVECRETO; CORAL 83; Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas - FUNVISIS; Instituto de Materiales y Modelos Estructurales – IMME (UCV); Ministerio de Infraestructura MINFRA; La Universidad del Zulia – LUZ (Facultad de Ingeniería) Universidad Católica Andrés Bello – UCAB (Facultad de Ingeniería); Universidad Central de Venezuela (UCV) (Facultad de Ingeniería); Universidad Metropolitana (Facultad de Ingeniería); Sociedad Venezolana de Ingenieros Civiles del Colegio de Ingenieros de Venezuela – SOVINCIV.

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
INTRODUCCIÓN		1	
PARTE 1 GENERALIDADES		3	181
CAPÍTULO 1 OBJETO Y ALCANCE		3	181
1.1	OBJETO	3	181
1.2	ALCANCE	3	181
1.3	ORGANIZACIÓN	3	
1.4	DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES	3	181
1.5	DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO	3	181
1.6	SISTEMAS ESTRUCTURALES O CONSTRUCTIVOS NO CONTEMPLADOS EN EL ALCANCE DE LA NORMA	4	182
CAPÍTULO 2 DEFINICIONES, NOTACIONES Y UNIDADES		5	182
2.1	DEFINICIONES	5	182
2.2	NOTACIÓN	11	183
2.3	UNIDADES	20	184
PARTE 2 MATERIALES		21	184
CAPÍTULO 3 MATERIALES		21	184
3.1	ALCANCE	21	
3.1.1	Calidad de los materiales	21	184
3.1.2	Normas de ensayo	21	184
3.1.3	Almacenamiento de materiales	21	184
3.2	CEMENTOS	21	184
3.3	AGREGADOS	21	185
3.3.1	Tamaño máximo del agregado	21	185
3.4	AGUA	22	185
3.5	ADITIVOS	22	185
3.5.1	Limitaciones	22	185
3.5.2	Especificaciones	22	
3.6	ACERO DE REFUERZO	22	185
3.6.1	Resistencia	22	185
3.6.2	Barras	23	186
3.6.3	Alambres	24	
3.6.4	Mallas de alambres electrosoldados	24	
3.6.5	Perfiles y tubos de acero estructural	24	
3.6.6	Evaluación y aceptación del acero de refuerzo	24	
3.7	SOLDADURA	25	186

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
CAPÍTULO 4 REQUISITOS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO		26	187
4.1	ALCANCE	26	187
4.2	RELACIÓN AGUA/CEMENTO	26	187
4.3	EXPOSICIÓN A CONDICIONES ESPECIALES	26	
4.3.1	Estanqueidad	26	187
4.3.2	Exposición a sulfatos	26	187
4.4	PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN	27	187
PARTE 3 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS		28	188
CAPÍTULO 5 DOSIFICACIÓN, MEZCLADO, VACIADO Y CALIDAD DEL CONCRETO		28	188
5.1	ALCANCE	28	188
5.2	RESISTENCIA DEL CONCRETO	28	
5.2.1	Resistencia promedio a la compresión	28	188
5.2.2	Edad de ensayo	28	
5.2.3	Resistencia a la tracción	28	189
5.3	DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA DE CONCRETO	28	189
5.3.1	Cualidades de la mezcla	28	189
5.3.2	Determinación de la dosificación	29	189
5.4	DOSIFICACIÓN CON BASE EN EXPERIENCIAS PREVIAS, EN MEZCLAS DE TANTEO, O AMBAS	29	189
5.4.1	Desviación estándar	29	190
5.4.2	Resistencia promedio requerida	30	191
5.4.3	Procedimientos para determinar la dosificación	30	191
5.5	DOSIFICACIÓN POR MEDIO DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO	31	192
5.6	REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO	32	
5.7	MEZCLADO Y VACIADO DEL CONCRETO	32	192
5.7.1	Preparación del equipo y del lugar de vaciado	32	193
5.7.2	Mezclado del concreto	32	193
5.7.3	Transporte	33	193
5.7.4	Vaciado	33	193
5.8	CURADO	33	194
5.8.1	Temperatura de curado	33	194
5.8.2	Curado acelerado	33	194
5.9	EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN	34	194
5.9.1	Frecuencia de los ensayos	34	195
5.9.2	Ensayos de probetas curadas en el laboratorio	34	195
5.9.3	Ensayos de probetas curadas en obra	34	196
5.9.4	Investigación de los resultados de ensayos de baja	35	196

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
	resistencia		
5.10	COLUMNAS CON CONCRETOS DE MAYOR RESISTENCIA	35	
CAPÍTULO 6 ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN		37	197
6.1	ALCANCE	37	
6.2	DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS	37	197
6.3	DESENCOFRADO Y DESAPUNTALAMIENTO	37	197
6.4	TUBERÍAS Y CONDUCTOS EMBEBIDAS EN CONCRETO	37	198
6.4.1	Criterios generales	37	198
6.4.2	Elementos de aluminio	37	198
6.4.3	Pérdida de sección	37	
6.4.4	Requisitos de ubicación	38	
6.4.5	Incorporación como elementos estructurales	38	
6.4.6	Tubos destinados al paso de gases o líquidos	38	
6.5	JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN	38	198
6.5.1	Limpieza	38	198
6.5.2	Preparación previa al vaciado	38	199
6.5.3	Ubicación y ejecución	39	199
CAPÍTULO 7 REQUISITOS PARA EL DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO		40	199
7.1	ALCANCE	40	199
7.2	DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO	40	199
7.2.1	Diámetros de dobleces	40	199
7.2.2	Gancho estándar	40	200
7.2.3	Separación del acero de refuerzo	41	200
7.2.4	Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo	41	200
7.3	DETALLES ESPECIALES PARA COLUMNAS	42	201
7.3.1	Doblado de barras en los cambios de sección	42	201
7.3.2	Construcción mixta acero-concreto	43	201
7.4	CONEXIONES Y NODOS	43	201
7.5	REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS COMPRIMIDOS	43	201
7.5.1	Zunchos	43	201
7.5.2	Ligaduras	44	201
7.6	REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN	44	202
7.7	REFUERZO POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO Y VARIACIÓN DE TEMPERATURA	44	202

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
7.8	REQUISITOS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL	45	202
7.9	PRÁCTICAS CONSTRUCTIVAS	45	202
7.9.1	Limpieza del acero de refuerzo	45	202
7.9.2	Doblado del acero de refuerzo	46	202
7.9.3	Colocación del acero de refuerzo	46	203
7.9.4	Soldaduras	46	203
PARTE 4 REQUISITOS GENERALES		47	203
CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO. CONSIDERACIONES GENERALES		47	203
8.1	ALCANCE	47	
8.2	MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	47	203
8.3	RIGIDEZ	47	204
8.4	REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTINUOS SOLICITADOS A FLEXIÓN	47	204
8.5	MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON	48	205
8.6	LUZ DE CÁLCULO	48	205
8.6.1	Vigas	48	205
8.6.2	Losas	48	
8.6.3	Columnas	48	
8.7	ACCIONES	48	
8.7.1	Acciones de servicio	48	
8.7.2	Acciones del sismo o del viento	49	
8.7.3	Otras acciones	49	206
8.8.	ESTRUCTURAS APORTICADAS	49	206
8.8.1	Distribución de las cargas	49	
8.8.2	Vigas	49	
8.8.3	Columnas	49	206
8.9	VIGAS T	49	206
8.9.1	Anchura efectiva	49	
8.9.2	Espesor de las alas	50	
8.9.3	Acero de refuerzo transversal	50	
8.10.	LOSAS NERVADAS	50	206
8.10.1	Resistencia al corte	50	206
8.10.2	Limitaciones dimensionales	50	206
8.10.3	Elementos de relleno permanentes	50	
8.10.4	Elementos de relleno removibles	51	
8.10.5	Sistema de nervios como conjunto de vigas	51	
8.10.6	Conductos o tuberías	51	

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
8.11	REVESTIMIENTO DE PISOS	51	207
CAPÍTULO 9 REQUISITOS PARA LOS ESTADOS LÍMITES		52	207
9.1	ALCANCE	52	207
9.2	MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES	52	207
9.3	SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	52	208
9.3.1	Requisitos sismorresistentes adicionales	52	208
9.4	RESISTENCIAS DE DISEÑO	53	209
9.5	RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO	55	211
9.6	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	55	211
9.6.1	Espesores mínimos de losas y vigas	55	211
9.6.2	Control de flechas	56	211
9.6.3	Espesores mínimos de placas	57	212
9.6.4	Construcción compuesta	59	213
CAPÍTULO 10 FLEXIÓN Y CARGAS AXIALES		60	213
10.1	ALCANCE	60	213
10.2	HIPÓTESIS DE DISEÑO	60	213
10.2.1	Deformaciones del acero de refuerzo y el concreto	60	
10.2.2	Tensiones en el acero de refuerzo	60	213
10.2.3	Distribución de tensiones en el concreto	60	213
10.2.4	Condición de deformación balanceada	61	214
10.2.5	Deformación límite de compresión controlada	61	
10.2.6	Secciones controladas	61	214
10.2.7	Resistencia de los miembros	61	
10.3	DISEÑO POR FLEXIÓN	61	215
10.3.1	Acero de refuerzo de miembros solicitados a flexión	61	215
10.3.2	Distribución del acero de refuerzo	62	215
10.3.3	Distancia entre arriostramientos laterales de miembros sometidos a flexión	63	
10.4	DISEÑO POR CARGA AXIAL	63	216
10.4.1	Resistencia de diseño	63	216
10.4.2	Sección efectiva de miembros comprimidos	63	
10.4.3	Acero de refuerzo en miembros comprimidos	64	217
10.5	DISEÑO POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL SIMULTÁNEA	64	217
10.6	EFFECTOS DE ESBELTEZ	64	217
10.6.1	Evaluación de los efectos de esbeltez	65	218
10.6.2	Método P- Δ	65	219

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
10.6.3	Método de amplificación de momentos	65	220
10.7	MIEMBROS MIXTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN	67	221
10.7.1	Requisitos generales	67	
10.7.2	Núcleo de concreto confinado en acero estructural	68	222
10.7.3	Refuerzo helicoidal alrededor de un núcleo de acero estructural	68	222
10.7.4	Ligaduras alrededor de un núcleo de acero estructural	68	222
10.7.5	Acero longitudinal	68	
10.8	RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO	69	222
CAPÍTULO 11 CORTE Y TORSIÓN		70	223
11.1	ALCANCE	70	
11.2	CORTE	70	223
11.3	RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTE	70	224
11.4	RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO AL CORTE	72	224
11.4.1	Tipos de refuerzo por corte	72	
11.4.2	Resistencia del acero de refuerzo por corte o torsión	72	224
11.4.3	Diseño del acero de refuerzo por corte	72	225
11.5	TORSIÓN	73	225
11.5.1	Momento torsor mayorado	74	226
11.5.2	Dimensiones de la sección resistente a torsión	74	227
11.5.3	Acero de refuerzo por torsión	75	228
11.5.4	Detallado del acero de refuerzo por torsión	76	229
11.6	CORTE POR FRICCIÓN	76	229
11.6.1	Resistencia de diseño	76	230
11.6.2	Coefficientes de fricción	77	
11.7	REQUISITOS ESPECIALES PARA VIGAS-PARED	77	231
11.8	REQUISITOS ESPECIALES PARA MÉNSULAS, CONSOLAS Y SOPORTES SIMILARES	77	231
11.8.1	Métodos de análisis	77	231
11.8.2	Resistencia al corte	78	
11.8.3	Aceros de refuerzo	78	232
11.9	REQUISITOS ESPECIALES PARA LOSAS, PLACAS Y ZAPATAS	78	232
11.9.1	Resistencia al corte	79	233
11.9.2	Resistencia del concreto al corte	79	233
11.9.3	Acero de refuerzo por corte	79	
11.9.4	Parrilla de perfiles estructurales como refuerzo por corte	80	233
11.9.5	Aberturas en losas y placas	81	234
11.9.6	Transferencias de momentos en las conexiones placa-	81	234

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
	columna		
11.10	CORTE EN NODOS VIGA-COLUMNA DE EDIFICACIONES CON NIVEL DE DISEÑO ND1	82	235
CAPÍTULO 12 LONGITUDES DE TRANSFERENCIA		83	235
12.1	ALCANCE	83	235
12.2	LONGITUD DE TRANSFERENCIA DEL ACERO DE REFUERZO	83	235
12.2.1	Acero de refuerzo en tracción	83	235
12.2.2	Acero de refuerzo en compresión	85	236
12.2.3	Acero de refuerzo en flexión	86	236
12.3	EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL	87	238
12.3.1	Empalmes solicitados por tracción	88	239
12.3.2	Empalmes por solape de barras con resaltes solicitadas a compresión	89	239
12.4	ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO	91	239
12.4.1	Anclaje del acero de refuerzo longitudinal	91	239
12.4.2	Anclaje del acero de refuerzo transversal	92	240
PARTE 5 MIEMBROS O SISTEMAS ESTRUCTURALES		93	240
CAPÍTULO 3 PLACAS		93	240
13.1	ALCANCE	93	240
13.2	CRITERIOS GENERALES	93	
13.2.1	Franja de columna	93	
13.2.2	Franja central	93	
13.2.3	Anchura de placa colaborante	93	241
13.2.4	Áreas de soporte efectivas	93	
13.2.5	Momento no balanceado	93	
13.2.6	Espesores mínimos de placas	93	
13.2.7	Distribución de las cargas variables	93	241
13.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	94	241
13.3.1	Métodos de análisis	94	241
13.3.2	Apoyos	94	
13.3.3	Secciones críticas	94	
13.3.4	Transferencia de cargas a columnas o muros	94	
13.4	ACERO DE REFUERZO	94	241
13.4.1	Disposiciones generales	94	241
13.4.2	Aceros de refuerzo perpendiculares a los bordes discontinuos	94	241
13.4.3	Acero de refuerzo en las esquinas exteriores de placas con vigas	94	241

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
13.4.4	Detallado del acero de refuerzo en placas sin vigas	95	242
13.5	ABERTURAS EN PLACAS	95	242
13.5.1	Aberturas en placas sin vigas	95	
CAPÍTULO 14 MUROS ESTRUCTURALES		97	242
14.1	ALCANCE	97	242
14.2	REQUISITOS GENERALES	97	242
14.2.1	Dimensiones	97	242
14.2.2	Arriostramiento lateral de los muros	97	
14.2.3	Acoplamiento de muros	97	
14.2.4	Fundación de los muros	98	243
14.2.5	Muros estructurales como sistema de fundación	98	
14.2.6	Aberturas en los muros estructurales	98	
14.2.7	Muros divisorios	98	
14.3	CRITERIOS DE DISEÑO	98	243
14.3.1	Diseño por corte	98	
14.3.2	Acero de refuerzo	99	244
14.3.3	Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos	99	244
14.4	MUROS ESTRUCTURALES CON NIVEL DE DISEÑO ND1	99	
14.4.1	Resistencia al corte	99	
14.4.2	Acero de refuerzo	100	244
14.5	MUROS ESTRUCTURALES CON NIVEL DE DISEÑO ND3	101	244
14.5.1	Resistencia al corte	101	244
14.5.2	Acero de refuerzo	102	
14.5.3	Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos	102	245
14.6	MIEMBROS DE BORDE	102	245
14.6.1	Muros sin miembros de borde	102	245
14.6.2	Muros con miembros de borde	103	245
14.7	DINTELES DE ACOPLAMIENTO	104	245
14.7.1	Requisitos generales	104	246
14.7.2	Acero de refuerzo en los dinteles de acoplamiento	104	246
CAPÍTULO 15 FUNDACIONES		105	246
15.1	ALCANCE	105	246
15.2	ESTADOS LÍMITES	105	247
15.2.1	Estado límite de deformación	105	
15.2.2	Estado límite de agotamiento resistente	105	
15.2.3	Estado límite de estabilidad general	105	

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
15.3	MATERIALES	105	247
15.4	REQUISITOS GENERALES	105	248
15.4.1	Investigación geotécnica	105	248
15.4.2	Uniformidad del tipo de fundaciones	106	248
15.4.3	Emplazamiento	106	248
15.4.4	Arriostramiento	106	
15.4.5	Hipótesis para el análisis estructural	106	
15.4.6	Transferencia de fuerzas en las bases de las columnas, muros estructurales o pedestales	106	248
15.5	ZAPATAS Y CABEZALES	108	
15.5.1	Dimensiones	108	
15.5.2	Zapatas y cabezales que soportan columnas o pedestales con sección circular o poligonal	108	
15.5.3	Zapatas y cabezales con superficies inclinadas o escalonadas	108	
15.5.4	Momentos flectores en zapatas y cabezales	108	249
15.5.5	Fuerzas cortantes en zapatas y cabezales	109	248
15.6	VIGAS DE RIOSTRA	109	250
15.7	LOSAS APOYADAS SOBRE EL TERRENO	109	
15.8	PILOTES Y PILAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL	110	250
15.9	MUROS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	110	
CAPÍTULO 16 MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SOLICITADOS A FLEXIÓN		111	250
16.1	ALCANCE	111	250
16.2	GENERALIDADES	111	250
16.3	APUNTALAMIENTO	111	251
16.4	RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL	111	
16.5	RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL	111	251
16.6	ACERO DE REFUERZO POR CORTE HORIZONTAL	112	251
CAPÍTULO 17 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES		113	251
17.1	ALCANCE	113	251
17.2	EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD	113	252
17.2.1	Estructuras o miembros bajo la acción de cargas de servicio	113	252
17.2.2	Casos de posible deterioro progresivo	113	252
17.3	INFORMACIÓN NECESARIA	113	252
17.3.1	Cargas de servicio	113	
17.3.2	Dimensiones y detalles de los miembros	114	252
17.3.3	Resistencia del concreto	114	252

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
17.3.4	Aceros de refuerzo	114	252
17.4	EVALUACIÓN ANALÍTICA	114	253
17.4.1	Miembros a flexión que no sean vigas, losas ni placas	114	253
17.4.2	Factores de reducción de resistencia	114	253
17.5	PRUEBAS DE CARGA	115	253
17.5.1	Justificación	115	
17.5.2	Edad de la estructura	115	
17.5.3	Aplicación de cargas permanentes	115	
17.5.4	Pruebas de carga en miembros solicitados a flexión	115	253
17.6	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	115	254
17.7	DISPOSICIONES PARA REDUCIR LA INTENSIDAD DE CARGA	116	255
17.8	MEDIDAS DE SEGURIDAD	116	
CAPÍTULO 18 REQUISITOS ADICIONALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE		117	
18.1	ALCANCE	117	255
18.2	REQUISITOS GENERALES	117	255
18.2.1	Materiales	117	255
18.2.2	Análisis estructural	117	256
18.2.3	Empalmes	117	256
18.3	NIVEL DE DISEÑO ND3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN: VIGAS	118	256
18.3.1	Alcance	118	256
18.3.2	Requisitos	118	256
18.3.3	Diseño por flexión	118	257
18.3.4	Diseño del refuerzo transversal	119	257
18.3.5	Diseño por corte	119	258
18.4	NIVEL DE DISEÑO ND3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL: COLUMNAS	120	258
18.4.1	Alcance	120	258
18.4.2	Requisitos	120	258
18.4.3	Resistencia mínima a la flexión de las columnas	120	259
18.4.4	Acero de refuerzo longitudinal	121	259
18.4.5	Diseño del refuerzo transversal	121	259
18.4.6	Diseño por corte	123	261
18.5	NIVEL DE DISEÑO ND3. NODOS	124	261
18.5.1	Requisitos	124	261
18.5.2	Resistencia al corte	124	261
18.5.3	Acero de refuerzo transversal por confinamiento en los nodos	124	262

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
18.5.4	Longitudes de anclaje del acero de refuerzo longitudinal	124	262
18.6	NIVELES DE DISEÑO ND3 y ND2. DIAFRAGMAS, CERCHAS, AMARRES Y MIEMBROS COLECTORES	125	263
18.6.1	Cerchas estructurales, amarres y miembros colectores	125	263
18.6.2	Diafragmas	125	
18.6.3	Loseta vaciada en sitio sobre nervios prefabricados	126	
18.7	NIVEL DE DISEÑO ND2. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN: VIGAS	126	263
18.7.1	Alcance	126	263
18.7.2	Requisitos	126	263
18.7.3	Diseño por flexión	126	
18.7.4	Diseño del refuerzo de confinamiento	126	
18.7.5	Diseño por corte	126	
18.8	NIVEL DE DISEÑO ND2. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL: COLUMNAS	126	
18.8.1	Alcance	127	
18.8.2	Requisitos	127	
18.8.3	Resistencia mínima a la flexión de las columnas	127	
18.8.4	Acero de refuerzo longitudinal	127	
18.8.5	Diseño del refuerzo de confinamiento	127	
18.8.6	Diseño por corte	128	
18.9	NIVEL DE DISEÑO ND2. NODOS	128	
18.10	MIEMBROS DE PORTICOS QUE NO FORMAN PARTE DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS	128	263
18.10.1	Materiales y empalmes	128	
18.10.2	Criterios de diseño	128	
18.11	EFFECTOS DE LA TABIQUERÍA	129	264
CAPÍTULO 19 MIEMBROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO SIMPLE O NO REFORZADO		130	264
19.1	ALCANCE	130	264
19.2	LIMITACIONES	130	264
19.2.1	Tipos de miembros	130	264
19.2.2	Resistencia mínima	130	265
19.3	JUNTAS	130	265
19.4	MÉTODO DE DISEÑO	130	265
19.4.1	Criterios generales	130	
19.4.2	Resistencia a tracción	131	265
19.4.3	Resistencia a la flexión y a la fuerza axial	131	265
19.4.4	Acero de refuerzo	131	

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
19.5	DISEÑO EN ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	131	265
19.5.1	Resistencia teórica a flexión	131	
19.5.2	Resistencia teórica a compresión	131	265
19.5.3	Resistencia teórica a la flexocompresión	131	265
19.5.4	Resistencia teórica a la fuerza cortante	132	266
19.5.5	Resistencia al aplastamiento	132	
19.6	MUROS	132	266
19.6.1	Apoyos	132	
19.6.2	Espesor	132	
19.6.3	Arriostramiento	132	266
19.6.4	Resistencia de diseño	133	
19.6.5	Longitud horizontal efectiva	133	
19.6.6	Aberturas	133	
19.7	ZAPATAS	133	266
19.7.1	Criterios de diseño	133	
19.7.2	Área de la base	133	
19.7.3	Espesor mínimo	133	266
19.7.4	Secciones críticas	133	
19.7.5	Resistencia al corte en zapatas	133	
19.7.6	Aplastamiento	134	
19.8	PEDESTALES	134	267
ANEXOS			
ANEXO A MÉTODO DE LAS BIELAS (NORMATIVO)		135	267
A.1	ALCANCE	135	267
A.2	MODELO ESTRUCTURAL	135	267
A.2.1	Validez	135	
A.2.2	Criterio general	135	
A.2.3	Resistencia efectiva del concreto	135	
A.3	RESISTENCIA DE LAS BIELAS COMPRIMIDAS	136	
A.3.1	Resistencia teórica	136	
A.4	RESISTENCIA DE LAS BIELAS TRACCIONADAS	137	
A.4.1	Resistencia teórica	137	
A.4.2	Acero de refuerzo	137	
A.5	RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES	137	
A.5.1	Resistencia teórica	137	
ANEXO B PROCEDIMIENTO ALTERNO PARA EL DISEÑO POR EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES (NORMATIVO)		138	267
B.1	ALCANCE	138	267

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
B.2	SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	138	
B.3	RESISTENCIAS DE DISEÑO	139	267
B.4	SOLICITACIONES Y RESISTENCIAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	140	
ANEXO C REFERENCIAS NORMATIVAS (NORMATIVO)		141	
C.1	REFERENCIAS NORMATIVAS	141	
C.1.1	Normas Venezolanas	141	
C.1.2	Otras Normas	142	
ANEXO D ANCLAJES EN EL CONCRETO (NORMATIVO)		144	268
D.1	ALCANCE	144	268
D.2	REQUISITOS GENERALES	144	268
D.2.1	Criterio de seguridad estructural	144	268
D.2.2	Métodos de análisis	144	
D.2.3	Requisitos sismorresistentes	144	
D.2.4	Resistencia del concreto	144	
D.2.5	Anclajes	145	
D.3	DISEÑO DE LOS ANCLAJES	145	268
D.3.1	Diseño por tracción	145	268
D.3.2	Diseño por corte	148	268
D.4	DISEÑO POR CORTE Y TRACCIÓN SIMULTÁNEOS	150	
D.5	DETALLADO DE LOS ANCLAJES	150	
ANEXO E TANQUES Y RECIPIENTES ESTANCOS DE CONCRETO (INFORMATIVO)		151	268
E.1	ALCANCE	151	268
E.2	CRITERIOS GENERALES	151	269
E.2.1	Información geotécnica	151	269
E.2.2	Durabilidad e impermeabilidad del concreto	151	268
E.2.3	Resistencia mínima	151	
E.2.4	Espesores mínimos de muros y losas	151	269
E.2.5	Retracción por fraguado	152	269
E.2.6	Acero de refuerzo	152	269
E.3	PROYECTO ESTRUCTURAL	152	270
E.3.1	Acciones y solicitaciones	152	270
E.3.2	Factores de mayoración de solicitaciones	153	
E.3.3	Factores de minoración de la resistencia	153	
E.4	JUNTAS	153	270
E.4.1	Juntas de dilatación	153	271

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
E.4.2	Barreras contra el paso del agua	153	
E.4.3	Rellenos	154	271
E.4.4	Juntas de retracción	154	
E.4.5	Juntas de construcción	154	271
E.4.6	Llaves de cortante	154	
E.5	CONSTRUCCIÓN	154	271
E.5.1	Agregados	154	
E.5.2	Dosificación de las mezclas	155	
E.5.3	Encofrados	155	271
E.5.4	Colocación y compactación	155	
E.5.5	Curado	155	
ANEXO F PAVIMENTOS DE CONCRETO ESTRUCTURAL (INFORMATIVO)		156	271
F.1	ALCANCE	156	271
F.2	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO	156	272
F.2.1	Concreto	156	
F.2.2	Agregados	158	272
F.2.3	Aceros	158	
F.2.4	Estructura de soporte	158	272
F.3	JUNTAS	159	273
F.3.1	Juntas de control de contracción	160	
F.3.2	Juntas de construcción	160	
F.3.3	Juntas de aislamiento	160	
F.4	TRANSMISORES DE CORTE (BARRAS PASAJUNTAS O DOVELAS)	160	
F.4.1	Alcance	160	
F.4.2	Dimensionamiento	160	
F.4.3	Tensiones máximas admisibles en transmisores de corte	161	
F.5	PAVIMENTOS PARA VÍAS DE TRANSITO CONVENCIONAL	162	273
F.5.1	Criterios generales	162	273
F.5.2	Cargas de transito	162	273
F.5.3	Mecanismos de transferencia de carga	162	273
F.5.4	Condición de borde de la losa	162	273
F.5.5	Espesor de losa de diseño	163	
F.6	PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE PARA TRANSITO CONVENCIONAL	167	274
F.6.1	Espesor de losa	167	274
F.6.2	Juntas	167	274

ÍNDICE DE CONTENIDO		Texto normativo hasta Anexo G, pág.	Comentario Anexo H, pág.
F.7	PAVIMENTOS DE CONCRETO REFORZADO PARA TRANSITO CONVENCIONAL	168	274
F.7.1	Pavimentos de concreto reforzado con juntas	168	
F.7.2	Pavimentos con acero de refuerzo continuo	169	
F.8	PAVIMENTOS PARA ÁREAS INDUSTRIALES	171	274
F.8.1	Requisitos generales	171	274
F.8.2	Resistencia de diseño del concreto	171	
F.8.3	Cargas vehiculares	171	275
F.8.4	Otras cargas	173	
F.8.5	Pavimento industrial de concreto simple	173	275
F.8.6	Pavimentos de concreto reforzado para áreas industriales	176	
ANEXO G RESPONSABILIDADES (INFORMATIVO)		178	
G.1	OBJETO	178	
G.2	RELACIÓN CON OTRAS NORMAS	178	
G.3	RESPONSABILIDADES Y LIMITACIONES	178	
G.4	IDENTIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN	178	
G.5	DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO	178	
G.6	ASEGURAMIENTO DE CALIDAD Y CONTROL DE OBRA	179	
G.7	EJECUCIÓN E INSPECCIÓN	179	
G.8	SUPERVISIÓN	179	
ANEXO H COMENTARIO (INFORMATIVO)		181	
BIBLIOGRAFÍA			275
FIGURAS			283

**NORMA VENEZOLANA
PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS
EN CONCRETO ESTRUCTURAL**

**FONDONORMA
1753:2006
1ra. Revisión**

INTRODUCCIÓN

Esta Norma sustituye a la Norma Venezolana COVENIN 1753-1987 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño* y está basada en el *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)* del Instituto Americano del Concreto con las modificaciones que se consideraron pertinentes para adaptarlos a nuestro medio.

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

En el Capítulo 9 se acogen los nuevos factores de mayoración de solicitaciones y de minoración de resistencias. El uso de los antiguos factores se admiten y se retienen en el nuevo Anexo B.

En la Sección 8.3, así como el Capítulo 18, se mantiene el cálculo de la rigidez de miembros según la hipótesis de las secciones no agrietadas. El empleo de secciones agrietadas colide con las hipótesis implícitas en la Norma Venezolana 1756, *Edificaciones Sismorresistentes*, por lo que resulta necesaria una revisión que logre la necesaria coherencia entre las dos Normas.

Entre los cambios más importantes del ACI 318 a partir de 2002, está la definición de secciones de miembros según su comportamiento. Estos se incorporan en el Capítulo 10, en el cual se establece una nueva manera de evaluar los efectos de esbeltez. Los Capítulos 3 a 5 que tratan sobre los materiales, han recogido los cambios de las Normas COVENIN sobre especificaciones y ensayos de materiales de los últimos veinte años. Igualmente, para el cálculo de las longitudes de transferencia de tensiones de adherencia, se proponen ecuaciones para salvar discontinuidades en la formulación del ACI 318.

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

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

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

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

El documento que se presenta nace como iniciativa de la comisión ponente integrada por: Ing. José Grases, Ing. Arnaldo Gutiérrez e Ing. Denis Rodríguez, en el año 2001 convirtiéndose en el Proyecto de Investigación Aplicada N° S1-200000000550 "Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural" con patrocinio del FONACIT. Después de varias interrupciones finalmente se llega al anteproyecto definitivo, el cual es presentado ante el Subcomité 1 Edificaciones adscrito al Comité Técnico 3 Construcciones de FONDONORMA para que sustituya la Norma Venezolana COVENIN 1753-1987 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*, comenzándose las reuniones el 26 de octubre de 2004. El 02 de febrero de 2005, se inicia el lapso de Discusión Pública finalizando el 03 de mayo de 2005, de este proceso resultó un documento de observaciones extenso y muy variado dado el amplio contenido de este anteproyecto. En julio de 2005 se inician las reuniones técnicas con frecuencia semanal en la sede de AVECRETO, con la finalidad de que el Subcomité diera respuesta a estas observaciones. Esta tarea finalizó el 16 de agosto de 2006, fecha en la cual el Subcomité 1 entrega formalmente a FONDONORMA la versión definitiva debidamente corregida y actualizada con el *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)* del Instituto Americano del Concreto, otras normas técnicas internacionales y experiencias nacionales.

El contenido de este documento deja sin efecto la Disposición Transitoria 3.3.1 de la Norma Venezolana 1756-2001, la cual expresa que hasta tanto no se actualice la Norma Venezolana COVENIN 1753, detalles del proyecto se deben ajustar al Código ACI 318 vigente.

El Subcomité 1 Edificaciones agradece las observaciones sobre la presente Norma enviándolas a la dirección de correo electrónico: nv1753@cantv.net y también a la dirección: pmora@fondonorma.org.ve

Participaron en la revisión de esta Norma:

BARREIRO, María

BONILLA, Guillermo

CASTILLA, Enrique

DONADI, Lucio

ENTRENAS, Glenda

GODOY, Dilio

GUTIÉRREZ, Arnaldo

HERNÁNDEZ, Julio J.

KORODY, María E.

MARINILLI, Ángelo

OSERS, Rodolfo

RODRÍGUEZ, Denis

SALAZAR, Oswaldo

VELÁZCO, Gilberto

MORA, Pablo. Coordinador CT 3 FONDONORMA

PARTE 1 GENERALIDADES

CAPÍTULO 1 OBJETO Y ALCANCE

1.1 OBJETO

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

1.2 ALCANCE

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

Quedan excluidas de esta Norma:

Los concretos con pesos unitarios inferiores a 1400 kgf/m^3 .

Los concretos con resistencia especificada en compresión mayores 600 kgf/cm^2 .

Los miembros expuestos a temperaturas superiores a los $100 \text{ }^\circ\text{C}$.

Las estructuras o miembros de concreto pre o postensado.

Los sistemas estructurales constituidos por miembros prefabricados.

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

Las columnas mixtas acero–concreto cuando el área del perfil de acero estructural es menor de 4% del área total de la columna mixta. Véase el Artículo 10.7.

Las losas de concreto vaciadas sobre láminas de metal acanaladas (sofito metálico) proyectadas y construidas sin considerar la acción conjunta acero – concreto. Véase el Capítulo 16.

1.3 ORGANIZACIÓN

Esta Norma está constituida por el Articulado y los Anexos. En el Anexo H COMENTARIO, se encuentran razones, explicaciones adicionales y figuras que complementan el Articulado y ayudan a la interpretación y uso de esta Norma, incluyéndose referencias especializadas. Las Tablas y Figuras se identifican con los dígitos correspondientes a la división donde se citan.

1.4 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES

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

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

1.5 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

Para los efectos de esta Norma, se denomina proyecto estructural al conjunto de documentos elaborados bajo la responsabilidad del Ingeniero Estructural a cargo del mismo, quien indicará los detalles necesarios y

suficientes para la construcción de una obra dentro de las condiciones establecidas en esta Norma y cualquier otra aplicable, en particular la Norma Venezolana 2002.

El proyecto estructural debe contener como mínimo los siguientes documentos:

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

De conformidad con lo dispuesto en la Norma Venezolana 2002, cualquier información técnica requerida por terceros para la adquisición de los materiales y que pueda comprometer la calidad y la seguridad de la edificación, debe ser indicada en los planos, especificaciones, cómputos métricos y otros documentos del proyecto por los respectivos profesionales en sus áreas de competencia. Véase el Anexo H.5.

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

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

Los ensayos de los sistemas y materiales serán realizados de acuerdo con las Normas Venezolanas correspondientes y, en su defecto, con aquellas que han sido publicadas por organismos extranjeros de reconocida competencia. Véase el Anexo H.5.

CAPITULO 2 DEFINICIONES, NOTACIÓN Y UNIDADES

2.1 DEFINICIONES

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

- 2.1.1 ábaco:** Incremento del espesor de la losa sobre columnas o capiteles.
- 2.1.2 acero de refuerzo:** Conjunto de barras, mallas o alambres que cumplen con el Artículo 3.6 y que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con éste.
- 2.1.3 acero de refuerzo con resaltes:** Barras, mallas y alambres con resaltes. Véase la Sección 3.6.2.
- 2.1.4 aditivo:** Materiales diferentes del cemento hidráulico, agregados o agua que se incorporan al concreto, en cantidades estrictamente controladas, antes o durante su mezcla, para modificar algunas de sus propiedades sin perjudicar su durabilidad. Véase el Artículo 3.5.
- 2.1.5 agregado:** Material granular inerte, el cual se mezcla con cemento hidráulico y agua para producir concreto. Véase el Artículo 3.3.
- 2.1.6 agregado liviano:** Agregado con un peso seco suelto no mayor que 1120 kgf/m^3 .
- 2.1.7 alambre:** Acero de refuerzo que cumple con las especificaciones de la Norma Venezolana 505.
- 2.1.8 altura útil:** En las secciones de los miembros sometidos a flexión es la distancia de la fibra más comprimida hasta el baricentro del acero de refuerzo en tracción.
- 2.1.9 anclaje:**
- a. Longitud del refuerzo, o de un anclaje mecánico, o de un gancho o de una combinación de los mismos, necesaria para transmitir las tensiones de la barra a la masa de concreto.
 - b. Elemento de acero colocado antes del vaciado del concreto o en el concreto endurecido para transferir las cargas aplicadas. Se consideran anclajes: los pernos con cabeza, pernos con ganchos, espárragos con cabeza, pernos de expansión y pernos con entalladuras.
- 2.1.10 anclaje mecánico:** Variedad de anclaje. Puede usarse para complementar una longitud de transferencia insuficiente.
- 2.1.11 área proyectada:** Área de la superficie libre del concreto que se utiliza para representar la base mayor de la superficie de falla linealizada.
- 2.1.12 aseguramiento de la calidad:** Conjunto de acciones planificadas y sistemáticas necesarias para propiciar la confianza adecuada de que un producto o servicio cumple con los requisitos de calidad establecidos.
- 2.1.13 autoridad competente:** Entidad de carácter oficial que según las Leyes de la República tengan atribuciones y jurisdicción sobre el control del cumplimiento de Leyes, Normas, Reglamentos, Ordenanzas y otros documentos legales pertinentes a la construcción de obras civiles.
- 2.1.14 barra:** Acero de refuerzo que cumple con las especificaciones correspondientes de la Sección 3.6.2.
- 2.1.15 barras arriostradas:** Barras abrazadas por acero de refuerzo transversal debidamente ancladas.
- 2.1.16 cabilla:** Véase barra.
- 2.1.17 carga persistente:** También denominada carga sostenida, son las solicitaciones de servicio que permanecen sin mayores alteraciones en el tiempo.
- 2.1.18 cargas mayoradas:** Cargas de servicio multiplicadas por los factores de mayoración indicadas en el Capítulo 9, correspondientes al material utilizado.
- 2.1.19 cemento para mampostería:** Cemento hidráulico que contiene uno o más de los siguientes materiales: cemento Portland, cemento de escoria de alto horno, puzolanas, cemento natural, cemento de

escoria o cal hidráulica; además, usualmente es mezclado con uno o más de los siguientes materiales finamente molidos: cal hidratada, caliza, tiza, talco, arcillas u otros.

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

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

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

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

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

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

2.1.26 concreto estructural liviano: Concreto que contiene agregado liviano cuyo peso unitario secado al aire, determinado según lo especificado en la Norma Venezolana 1975, no exceda de 1800 kgf/m³. En esta Norma, un concreto liviano sin arena natural se denomina concreto totalmente liviano y un concreto liviano cuyos agregados finos sean arenas de peso normal se denomina concreto liviano con arena. Véase el Capítulo 3.

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

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

2.1.29 concreto simple: Concreto sin refuerzo que puede ser usado con fines estructurales o con un refuerzo menor que el mínimo requerido.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.1.39 dowel: (1) pasador de acero, generalmente una barra de acero liso de sección circular, que se extiende hacia el interior de porciones adyacentes de una construcción de concreto, como en el caso de las juntas de una losa de pavimento, a fin de transferir cargas de corte; (2) barra de armadura conformada cuya intención es transmitir tracción, compresión o corte a través de una junta de construcción.

2.1.40 durabilidad del concreto: Capacidad del concreto en condiciones de servicio, de resistir la acción de los agentes meteorológicos, ataques químicos, lixiviación, abrasión y otras acciones similares.

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

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

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

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

2.1.45 empalme soldado total: Es la unión soldada a tope de barras con capacidad para desarrollar en tracción al menos un $1,25 f_y$ de las barras.

2.1.46 esfuerzo: Úsese la acepción moderna tensión.

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

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

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

2.1.50 estribo cerrado: Estribo con ganchos estándar en sus dos extremos que abraza tres o más barras.

2.1.51 estribos o ligaduras de una rama: Son barras rectas con ganchos en sus dos extremos que abrazan dos barras.

2.1.52 estructura mixta acero-concreto: Es un sistema estructural constituido predominantemente por miembros mixtos. Las vigas, losas, y muros mixtos acero concreto son tratadas en la Norma Venezolana 1618.

2.1.53 factor de longitud efectiva: Factor adimensional que modifica la longitud libre del miembro.

2.1.54 factor de minoración: Factor empleado para reducir la resistencia teórica y obtener la resistencia de diseño. Véase el Capítulo 9.

2.1.55 franja central: Es la franja intermedia de placa limitada lateralmente por dos franjas de columna.

2.1.56 franja de columna: A los efectos de diseño, es aquella franja que tiene una anchura especificada a cada lado del eje de la columna y la viga, si la hubiere.

2.1.57 gancho estándar: Doble en el extremo de una barra con un ángulo y extensión determinada.

2.1.58 grouting: Morteros usados como relleno para la nivelación de equipos o reparaciones. Pueden ser expansivos o hasta de retracción compensada.

2.1.59 grupo de barras: Agrupamiento de hasta 4 barras individuales según el Nivel de Diseño, ND.

2.1.60 junta: Indentación ó aserrado intencional en una estructura de concreto con el fin de crear un plano débil con lo cual se regula la fisuración que resulta de cambios dimensionales en diferentes partes de la estructura.

2.1.61 ligaduras: Véase estribos.

2.1.62 longitud de desarrollo. Véase longitud de transferencia.

2.1.63 longitud de transferencia: Longitud del acero de refuerzo embebido en el concreto, requerida para desarrollar la resistencia prevista en el diseño del refuerzo en una sección crítica. Anteriormente designada longitud de desarrollo.

2.1.64 longitud de anclaje para una barra con gancho estándar: Es la distancia mas corta entre la sección crítica donde se inicia la longitud de transferencia de tensiones y una tangente al borde exterior del gancho de 90°.

2.1.65 longitud no arriostrada: Distancia entre las secciones arriostradas consecutivas de un miembro.

2.1.66 losa maciza: Estructura monolítica de dimensiones que por su geometría y condiciones de apoyo está reforzada preponderantemente en una dirección.

2.1.67 losa nervada: Estructura formada por un sistema de nervios paralelos, conectados por una losa maciza de pequeño espesor.

2.1.68 losa reticular: Placa nervada con nervios en dos direcciones ortogonales separados a distancias normalizadas.

2.1.69 método de las bielas: Modelado de un miembro estructural, o de una región D del mismo, como viga de celosía capaz de transferir las solicitaciones mayoradas a sus apoyos o las regiones B adyacentes.

2.1.70 miembros colectores: Miembros dispuestos para transmitir las fuerzas inerciales del diafragma a los miembros verticales del sistema resistente a sismos.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- 2.1.80 nodo:** Volumen de concreto común a dos o mas miembros que se interceptan. Anteriormente Junta viga-columna.
- 2.1.81 núcleo de concreto:** Muestra de concreto, generalmente cilíndrica, extraída de miembros ya endurecidos con fines de verificación de su resistencia y/o composición. Frecuentemente designado: core drill.
- 2.1.82 panel:** Parte de la placa limitada en todos sus bordes por los ejes de columnas, vigas, o muros.
- 2.1.83 pedestal:** Miembro vertical de compresión cuya relación de altura libre a la menor dimensión lateral promedio no exceda 3.
- 2.1.84 perno con gancho:** Perno instalado antes del vaciado del concreto, anclado por trabazón mecánica de un gancho en uno de sus extremos, doblado a 90 ó 180 grados.
- 2.1.85 perno expansivo:** Anclaje instalado en concreto endurecido, que transfiere las cargas por aplastamiento directo o fricción.
- 2.1.86 piso o nivel:** Cada una de las plantas que integran una edificación. Actúa como diafragma horizontal en el sistema estructural que resiste las cargas laterales. Conjunto de miembros de la superestructura tales como las losas, placas y vigas destinadas a resistir las cargas verticales normales a su plano.
- 2.1.87 placa:** Toda pieza de pequeño espesor comparado con sus otras dimensiones, y que, por sus especiales condiciones de apoyo, esté sometida a un estado doble de flexión.
- 2.1.88 placa nervada:** Placa construida con un reticulado ortogonal de viguetas de sección en T o en doble T, vaciada en sitio, cuyos nervios estén solidarizados entre sí por una losa continua o dos, una superior y otra inferior, que constituyan las alas de la sección citada.
- 2.1.89 pórticos arriostrados:** Pórticos cuyo desplazamiento lateral y resistencia a cargas laterales se controla por medio de miembros diagonales o en celosía vertical o equivalentes, sometidos principalmente a fuerzas axiales. Véase el Artículo 10.6.
- 2.1.90 pórticos desplazables:** Son pórticos cuyos desplazamientos laterales pueden alcanzar valores significativos. Generalmente son pórticos no arriostrados. Véase la Subsección 10.6.3.2.
- 2.1.91 pórticos no desplazables:** Pórticos cuyo desplazamiento lateral y resistencia a las cargas laterales se controla por las dimensiones de sus miembros y nodos, o por la incorporación de miembros de arriostramiento o vinculándolos a muros estructurales, en cuyo caso se llaman pórticos arriostrados. Véase la Subsección 10.6.3.1.
- 2.1.92 profesional encargado de la obra:** Es el profesional colegiado, en ejercicio legal y con la experiencia necesaria, debidamente autorizado por el propietario o por la autoridad competente, para actuar como su representante en la obra. Usualmente se designa como el ingeniero residente.
- 2.1.93 profundidad efectiva de anclaje:** La profundidad total a través de la cual el anclaje transfiere la fuerza al concreto que lo rodea. En pernos con cabeza y espárragos con cabeza, colocados antes del vaciado del concreto, corresponde a la longitud medida desde la superficie de contacto de la cabeza.
- 2.1.94 recubrimiento:** Es la menor distancia entre la superficie del acero embebido en el concreto y la superficie más externa de la sección de concreto, también llamado recubrimiento de protección.
- 2.1.95 recubrimiento de diseño:** Es la menor distancia entre el centro de gravedad del acero de refuerzo y la superficie externa de la sección de concreto.
- 2.1.96 refuerzo de confinamiento:** Es el acero de refuerzo transversal en un miembro de concreto reforzado, constituido por los estribos o ligaduras cerradas, cuyos extremos son ganchos estándar doblados a no menos de 135° y que tienen una extensión no menor de 6 diámetros ó 7,5 cm.
- 2.1.97 refuerzo helicoidal:** Véase zuncho.
- 2.1.98 región B:** En el Método de las Bielas, porción del miembro en el cual se puede considerar que las secciones permanecen planas, de acuerdo con la teoría de flexión según el Artículo 10.2.

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

2.1.100 resalto: Saliente del acero de refuerzo regularmente espaciado con el fin de aumentar su adherencia con o el concreto estructural, y el cual está especificado en la Norma Venezolana 316.

2.1.101 resistencia a la tracción indirecta del concreto: Es la resistencia a la tracción del concreto, determinada según la Norma Venezolana 341.

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

2.1.103 resistencia cedente especificada: Tensión cedente del refuerzo expresada en kgf/cm^2 , utilizada para el proyecto. Véase la Sección 3.6.1.

2.1.104 resistencia de Agotamiento del Acero: Tensión máxima a la tracción que el material es capaz de resistir.

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

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

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

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

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

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

2.1.111 segmento de muro: Parte comprendida entre dos aberturas alineadas verticalmente. No cumple funciones de dintel de acoplamiento.

2.1.112 solicitaciones de diseño: Solicitaciones mayoradas debidamente combinadas.

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

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

2.1.115 tensión cedente. Es la primera tensión aplicada a un material para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones. También se denomina cedencia y se expresa en kgf/cm^2 .

2.1.116 unidad de mezcla: Cantidad de concreto contenida en una sola operación de mezclado. Denominado terceo, en obras de pequeños volúmenes.

2.1.117 viga: Miembro estructural utilizado principalmente para resistir momento de flexión, momento de torsión y fuerza cortante

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

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

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

2.2 NOTACIÓN

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

TABLA 2.2 NOTACIÓN

A	Área total de la sección de concreto, cm^2 o área efectiva del concreto en tracción que rodea el acero de refuerzo de flexión traccionada, y que tiene el mismo baricentro que tal acero de refuerzo, dividida por el número de barras o alambres, cm^2 . Cuando el acero de flexión se compone de barras o alambres de diferentes diámetros, el número de barras o alambres de calculará como el área total del acero de refuerzo dividido por el área del alambre o barra más grande que se utilice.
A_b	Área de una barra o alambre individual, cm^2 .
A_{brg}	Área de aplastamiento de espárragos con cabeza, cm^2 .
A_c	Área de la sección de contacto de concreto, para el cálculo del corte horizontal, cm^2 (resiste la transferencia de corte). Área efectiva de la sección transversal en el extremo de la biela, cm^2 .
A_{cz}	Área del núcleo de un comprimido zunchado, medida hasta el diámetro exterior del zuncho, cm^2 .
A_{ch}	Área del núcleo de la sección transversal de un miembro estructural, medida desde las caras externas del refuerzo transversal, cm^2 .
A_{cp}	Área de la sección transversal de concreto que resiste la fuerza de corte en un muro, o un segmento del mismo, cm^2 . Área delimitada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, cm^2 . Véase la Sección 11.5.1.
A_{cv}	Área total de la sección transversal de concreto, igual al producto del espesor del alma por la longitud de la sección, en la dirección de la fuerza de corte considerada, cm^2 .
A_f	Área del acero de refuerzo por flexión que en una ménsula resiste el momento mayorado $V_{ua} + N_{uc}(h-d)$; cm^2 .
A_h	Área de acero de refuerzo por corte, paralelo al acero de refuerzo de flexión traccionado, cm^2 .
A_j	Área efectiva de la sección transversal del nodo en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte en el nodo. La profundidad del nodo es igual a la profundidad total de la columna Véase la Subsección 18.4.2.1.
A_L	Área total del acero de refuerzo longitudinal que resisten torsión, cm^2 .
A_n	Área del acero de refuerzo al corte paralela al acero de refuerzos por flexión traccionado, cm^2 . Área de una cara de una zona nodal o de una sección a través de la zona nodal, cm^2 . Área de acero de refuerzo que en una ménsula resiste la fuerza de tracción N_{uc} ; cm^2 .
A_N	Áreas proyectadas de la superficie de falla del anclaje o conjunto de anclajes, cm^2 .
A_{No}	Área proyectada de la superficie de falla del anclaje individual más alejado de los bordes de la sección de concreto, cm^2 .
A_O	Coefficiente de aceleración horizontal. Área total encerrada en la trayectoria del flujo de corte, cm^2 .
A_{oc}	Área total delimitada por la trayectoria del flujo de corte, cm^2 .
A_{oh}	Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir torsión, cm^2 .
A_s	Área del acero en tracción, en una sección o en un segmento de muro, cm^2 . Área del acero de refuerzo en la capa i que cruza la biela, cm^2 .
A_{se}	Área efectiva de la cabeza de un anclaje o espárrago, cm^2 .
A_{sh}	Área total del acero de refuerzo transversal (horizontal), incluyendo estribos de una rama, dentro de una separación s , y perpendicular a h_c , cm^2 .
A_{si}	Área de refuerzo en una capa i , espaciado s_i ; cm^2 .

A_{sl}	Área efectiva de la sección transversal de un perno con entalla, cm^2 .
A_{sk}	Área del refuerzo de paramento, cm^2 .
A'_s	Área del acero de refuerzo en compresión, cm^2 .
A_{st}	Área total del acero de refuerzo longitudinal (barras o perfiles de acero), cm^2 . Área del acero de refuerzo cm^2 .
A_{sv}	Área total del acero de refuerzo transversal (vertical), incluyendo estribos de una rama, dentro de una separación s , cm^2 .
A_t	Área de perfil de acero estructural, tubo o perfiles tubulares en una sección mixta, cm^2 . O área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión dentro de una distancia s , cm^2 .
A_{tr}	Área total de la sección transversal del refuerzo transversal que está dentro de la separación s y que atraviesa el plano potencial de falla, cm^2 .
A_v	Área del acero de refuerzo por corte dentro de una distancia s , o áreas del acero de refuerzo por corte perpendicular al refuerzo de flexión en tracción dentro de una distancia s , para vigas-pared sometidas a flexión, cm^2 .
A_{vd}	Área total del refuerzo de cada grupo de barras diagonales, cm^2 .
A_{vf}	Área del acero por corte por fricción, cm^2 .
A_{vh}	Área del acero por corte paralelo al refuerzo de flexión en tracción, dentro de una distancia s , cm^2 .
A_{vo}	Área proyectada de la superficie de concreto por corte, independiente de las influencias de las esquinas de concreto, separación o espesor de los miembros, cm^2 .
A_w	Área de un alambre individual a anclar o a empalmar, cm^2 .
A_1	Área cargada, cm^2 . Véase la Sección 19.5.5.
A_2	Área máxima de la base de un tronco de pirámide o cono contenido completamente dentro del apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada. Véase la Sección 19.5.5.
B_n	Carga teórica resistente, kgf. Véase la Sección 19.5.5.
CE	Acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua contenida en los mismos. Véase el Capítulo 9.
CF	Acciones o solicitaciones debidas al peso y a la presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables. Véase el Capítulo 9.
CFU	Acciones o solicitaciones debidas a inundaciones. Véase el Capítulo 9.
C_c	Recubrimiento libre medido desde la superficie de la barra de refuerzo principal hasta la cara más traccionada de la sección, cm
C_m	Factor que relaciona el diagrama de momento real con un diagrama equivalente de momento uniforme.
C_s	Retracción del concreto. Véase el Anexo F.
CP	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas permanentes. Véase el Capítulo 9.
CT	Acciones o solicitaciones debidas a cambios de temperatura, fenómenos reológicos como la fluencia y la retracción de fraguado, y asentamientos diferenciales. Véase el Capítulo 9.
CV	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables. Véase el Capítulo 9.
CV_t	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables en techos y cubiertas. Véase el Capítulo 9.
C_w	Anchura máxima de fisura, en mm.
C_1	Factor de ajuste por erosionabilidad de la base de apoyo. Véase el Anexo F
C_2	Factor de ajuste por condición de soporte lateral: 0,06 para pavimentos con hombrillos de concreto y 0,94 para pavimentos sin hombrillos de concreto. Véase el Anexo F
D_k	Daño acumulativo total por erosión. Véase el Anexo F.
D_r	Daño acumulativo total por fatiga. Véase el Anexo F.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto, kgf/cm^2 . Véase el Artículo 8.3.
ED	Efecto debido al empuje del suelo u otro material bajo condiciones dinámicas. Véase la Norma Venezolana 1756.
E_s	Módulo de elasticidad de la acero de refuerzo, kgf/cm^2 . Véase el Artículo 8.5.
E_{cb}	Módulo de elasticidad del concreto de la viga.
E_{cs}	Módulo de elasticidad de concreto de la losa.

El	Rigidez a la flexión de un miembro comprimido. Véase la Subsección 10.6.3.1.
F _a	Tensión de tracción por carga de tránsito, kgf/cm ² . Véase el Anexo F.
F _d	Tensión debida a la carga permanente no mayorada, en la fibra extrema de la sección producida por sollicitaciones externas, kgf/cm ² .
F _h	Dimensión total de miembro medida en la dirección de la acción considerada, cm.
F _{ut}	Resistencia especificada a la tracción de un anclaje, kgf/cm ² .
H	Acciones o sollicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua en los mismos.
I	Momento de inercia de la sección total de concreto alrededor del eje que pasa por el baricentro, despreciando el acero de refuerzo, cm ⁴ .
I _b	Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la viga, calculado sin tomar en cuenta la placa a los lados de la viga, cm ⁴ .
I _{cr}	Momento de inercia de la sección fisurada, transformada a concreto, cm ⁴ .
I _e	Momento de inercia efectivo para el cálculo de flecha, cm ⁴ .
I _g	Momento de inercia de la sección total de concreto alrededor del eje que pasa por el baricentro, despreciando el acero de refuerzo, cm ⁴ .
I _s	Momento de inercia baricéntrico de la sección total de la franja de placa comprendida entre las líneas medias de los paneles adyacentes a la viga, y sin tomar en cuenta la sección de la viga, cm ⁴ .
I _{se}	Momento de inercia del acero de refuerzo alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal del miembro, cm ⁴ .
I _t	Momento de inercia del perfil de acero estructural, tubo o perfil tubular, alrededor del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal de un miembro mixto, cm ⁴ .
K	Factor de longitud efectiva para miembros comprimidos.
K _b	Rigidez de la viga.
K _{b1} , K _{b2}	Rigideces de las vigas a uno y otro lado de la columna.
K _{c1}	Rigidez de la columna superior.
K _{c2}	Rigidez de la columna inferior.
K _t	Rigidez torsional de un determinado nivel.
K _{tr}	Índice del acero de refuerzo transversal (ecuación 12-2), en cm.
L	Luz de cálculo para vigas o losas en una dirección. Véase el Artículo 8.6; saliente libre de voladizo, m. Longitud de anclajes.
L _a	Longitud de transmisión de tensiones adicional en el apoyo o en el punto de inflexión, cm.
L _c	Longitud de compresión del miembro en un pórtico, medida centro a centro de los nodos, m.
L _d	Longitud de transferencia de tensiones para una barra o alambre con resaltes, sin gancho, cm.
L _{dc}	Longitud de transferencias de tensiones en barras y alambres con resaltes, en compresión, contenida en el núcleo confinado, cm.
L _{dh}	Longitud de transferencia para barras en tracción que terminan en ganchos estándar, medida desde la sección crítica al extremo exterior del gancho (la longitud directa empotrada entre la sección crítica y el comienzo del gancho [el punto de tangencia] más el radio de doblado y un diámetro de la barra), en cm.
L _{dm}	Longitud de transferencia requerida, si la barra no está totalmente contenida en el núcleo confinado, cm.
L _{hb}	Longitud de anclaje de los ganchos estándar en tracción, cm.
L _p	Longitud de rotulación por deformaciones inelásticas.
L _n	Luz libre en la dirección más larga para construcciones reforzadas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en placas sin vigas y medida cara a cara de las vigas u otros apoyos en los demás casos, cm. Luz libre para momentos positivos o fuerzas cortantes y promedio de luces libres adyacentes para momentos negativos medida cara a cara de los apoyos, cm.
L _o	Longitud mínima medida desde la cara del nodo y a lo largo del miembro, en la cual se dispondrá el refuerzo transversal de confinamiento, cm.
L _r	Carga variable en techos ó acciones relacionadas, kgf.

L_u	Longitud no arriostrada del miembro comprimido, kgf.
L_v	Longitud del brazo de una parrilla desde el baricentro de la carga concentrada o reacción, cm.
L_w	Anchura o longitud total del muro, o de un segmento de él, considerado en la dirección de la fuerza de corte, cm.
L_1	Longitud de la luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos, medidas centro a centro de los apoyos.
L_2	Longitud de la luz transversal a L_1 , medida centro a centro de los apoyos.
M_a	Momento máximo en un miembro, para la etapa en la que se está calculando la flecha, m kgf.
M_c	Momento teórico en la cara del nodo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la columna conectada al nodo, calculada para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de la fuerza lateral considerada, que resulte en la más baja resistencia a la flexión.
M_{cr}	Momento de fisuración. Véase la Sección 9.6.2.
M_{c1}	Momento en la base de la columna superior.
M_{c2}	Momento en el tope de la columna inferior.
M^E	Momento transmitido por la viga suponiendo empotramiento perfecto.
M_m	Momento modificado, en m kgf.
M_n	Resistencia teórica a flexión de la sección, m kgf.
M_o	Momento estático mayorado total.
M_p	Momento plástico requerido de la sección transversal de una parrilla.
M_{pr}	Momento resistente máximo probable en los extremos del miembro, con o sin carga axial, calculado considerando las propiedades reales del mismo, con el acero de refuerzo colocado, bajo la hipótesis que la sección alcanza su resistencia de agotamiento cuando las barras longitudinales traccionadas desarrollan $\alpha_{en} f_y$ y se utiliza el factor de minoración de resistencia $\phi = 1$. Se incluirá la contribución del acero a compresión. Véase el Artículo H-2.2.
M_{prc}	Momento resistente máximo probable en columnas.
M_{prv}	Momento resistente máximo probable en vigas.
M_s	Momento debido a cargas que causan deformación lateral, m kgf.
M_u	Momento actuante mayorado en la sección ($M_{m\acute{a}x}$), m kgf.
M_v	Momento en la cara del nodo, correspondiente a la resistencia de cálculo a flexión de la viga, incluyendo la losa cuando está en tracción, conectada al nodo, m kgf.
M_{1b}	Valor del menor momento mayorado en el extremo del miembro comprimido arriostrado, calculado según un análisis elástico; positivo cuando el miembro se deforma con una sola curvatura, negativo cuando se deforma con curvatura doble, m kgf.
M_{1s}	Momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido en el cual actúa M_1 debido a acciones que no producen desplazamientos laterales apreciables, m kgf.
M_{2b}	Valor del mayor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido debido a aquellas acciones que no producen desplazamientos laterales apreciables, calculado según un análisis elástico, siempre positivo, m kgf.
M_{2s}	Valor del mayor momento mayorado en el extremo de un miembro comprimido debido a aquellas acciones que producen desplazamientos laterales apreciables, calculado según un análisis convencional elástico.
N_b	Resistencia teórica a carga axial en condiciones de deformación balanceada. Véase la Sección 10.2.4
N_c	Carga crítica. Véase la ecuación (10-9).
N_{cb}	Resistencia teórica del concreto a la fractura por tracción de los anclajes, kgf.
N_n	Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad dada.
N_o	Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad igual a cero, kgf.
N_p	Resistencia teórica al deslizamientos de anclajes a tracción, colocados antes del vaciado de concreto, kgf.
N_{pt}	Resistencia teórica al deslizamiento de espárrago o pernos con cabeza, o pernos con ganchos, kgf.
N_s	Resistencia teórica a la tracción de anclajes individuales o de conjunto, kgf.
N_{sb}	Resistencia teórica al desprendimiento del concreto de los bordes de un anclaje individual, kgf.
N_{sbg}	Resistencia teórica al desprendimiento del concreto de los bordes del conjunto de anclajes, kgf.

N_t	Resistencia teórica a la tracción, kgf.
N_{tt}	Resistencia teórica de una biela traccionada, kgf.
N_{tc}	Resistencia teórica de una biela comprimida, kgf.
N_{tn}	Resistencia teórica en la cara de una zona nodal, kgf.
N_U	Carga axial mayorada que se presenta simultáneamente con V_u ; positiva para compresión, negativa para tracción, incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción. Fuerza axial mayorada en las bielas o la zona nodal, kgf.
N_{uc}	Fuerza axial de tracción mayorada que actúa simultáneamente con V_u sobre la ménsula, positiva para tracción.
P_n	Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad dada.
P_o	Resistencia teórica a carga axial para una excentricidad igual a cero, kgf.
P_u	Carga axial mayorada para una excentricidad dada, kgf.
Q	Índice de estabilidad de un piso.
R	Acciones, solicitaciones o efectos debidos a la lluvia. Véase el Capítulo 9. Factor de Reducción de Respuesta, especificado en la Norma Venezolana 1756.
S	Solicitaciones o efectos debidos a las acciones sísmicas. Véase el Capítulo 9.
S_e	Módulo elástico de la sección, cm^3 .
S_H	Solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente, incluidos los efectos torsionales.
S_o	Máxima separación del acero de refuerzo transversal en zonas confinadas en L_o , cm.
S_x	Máxima separación del acero de refuerzo transversal en columnas, cm.
T	Efectos estructurales acumulados de temperaturas, fluencia, retracción de fraguado y asentamientos diferenciales.
T_{cr}	Momento torsor crítico, m kgf.
T_n	Momento torsor resistente teórico, m kgf.
T_s	Momento torsor resistente teórico atribuido al refuerzo de torsión, m kgf.
T_u	Momento de torsión mayorado en la sección, m kgf.
U	Solicitaciones combinadas o mayoradas, generalmente resultado de la superposición de varios efectos, para el Estado Límite de Agotamiento Resistente. También empleada como subíndice.
V	Fuerza de corte.
V_b	Resistencia básica del concreto a fuerza cortante, kgf.
V_c	Resistencia teórica al corte suministrado por el concreto. Véase el Artículo 11.3.
V_{cb}	Resistencia teórica a la fractura del concreto por corte de aplicada al anclaje, kgf.
V_{cbg}	Resistencia teórica a la fractura del concreto por corte aplicada al conjunto de anclajes, kgf.
V_{cw}	Resistencia teórica a corte atribuida al concreto, cuando el fisuración diagonal resulta del exceso de tensión principal en el alma.
V_d	Fuerza de corte en la sección debida a las cargas permanentes no mayoradas, en kgf.
V_e	Fuerza de corte de diseño, suponiendo que en los extremos del miembro se alcanzan los momentos probables, kgf.
V_h	Fuerza de corte, considerando el efecto hiperestático, derivado de los momentos resistentes teóricos de un miembro, kgf.
V_{hp}	Fuerza de corte, considerando el efecto hiperestático, derivado de los momentos resistentes máximos probables de un miembro, kgf.
V_j	Fuerza de corte de diseño en el nodo, kgf.
V_n	Resistencia teórica al corte, kgf.
V_{nh}	Resistencia teórica por corte horizontal, kgf.

V_o	Fuerza de corte proveniente de las cargas verticales, debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada, kgf.
V_s	Resistencia teórica al corte, atribuida al acero de refuerzo de corte.
V_t	Resistencia teórica al corte del anclaje en el concreto, kgf.
V_u	Fuerza cortante mayorada, kgf.
W	Acciones o solicitaciones debidas al viento.
a	Profundidad o altura del bloque rectangular equivalente de tensiones, tal como se define en la Sección 10.2.3 Distancia entre la carga y el apoyo de la estructura (tramo de corte), m.
b	Anchura efectivo de la zona comprimida en un miembro estructural, cm.
b_d	Desplazamiento de diseño, cm.
b_j	Anchura efectiva del nodo.
b_m	Anchura del miembro de borde de un muro, o un segmento de él, cm.
b_o	Perímetro de la sección crítica a corte para placas y zapatas, cm. Véase el Artículo 11.9.
b_1	Anchura de la sección crítica definida en el Artículo 11.9 medida en la dirección del vano para el cual se determinaron los momentos, cm.
b_2	Anchura de la sección crítica definida en la Sección 11.9.6 medida en la dirección perpendicular a b_1 , cm.
b_v	Anchura de la sección transversal en la superficie de contacto, para el cálculo del corte horizontal, cm.
b_w	Anchura del alma; anchura o espesor del muro estructural; diámetro de la sección circular; en cm.
c	Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el eje neutro, cm. Distancia entre el eje del vástago del anclaje y el borde de concreto, cm.
c_c	Recubrimiento medido desde la superficie de la barra de refuerzo principal hasta la cara mas traccionada de la sección, cm.
c_d	Separación o espesor del recubrimiento de diseño del acero de refuerzo, en cm.
c_1	Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, cm. Distancia entre el eje del vástago de un anclaje y el borde de concreto en una dirección, en la dirección de aplicación de la fuerza cortante, cm.
c_2	Dimensión de la columna, capitel o ménsula de sección rectangular o rectangular equivalente, medida transversalmente a la dirección de la luz para cual se determinan los momentos, cm. Distancia entre el eje del vástago de un anclaje y el borde de concreto en una dirección, en la dirección ortogonal de c_1 ; cm.
$c_{máx}$	La mayor distancia al borde de concreto, cm.
c_{min}	La menor distancia al borde de concreto, cm.
d	Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro del acero de refuerzo longitudinal traccionado, cm. (altura efectiva). Altura útil. También se define como altura del miembro menos el recubrimiento de diseño.
d'	Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro del acero de refuerzo a compresión, cm.
d_b	Diámetro nominal de la barra o alambre, cm.
d_c	Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más cerca de ella, cm. Diámetro exterior del vástago de un espárrago perno con cabeza, o perno con gancho, cm.
d'_c	Valor que sustituye a d cuando se emplea un anclaje extragrande, cm.
d_p	Diámetro del pilote a nivel del cabezal.
d_s	Distancia desde la fibra extrema traccionada hasta el centroide de la acero de refuerzo a tracción, cm.
d_t	Distancia entre la fibra extrema comprimida y la fibra extrema del acero traccionada, cm.
d_w	Distancia entre la fibra extrema comprimida y el punto de aplicación de la resultante de los aceros de refuerzo traccionados. Véase Capítulo 14.
e	Excentricidad estática.
e_n	Distancia desde la superficie interna del eje al extremo del gancho en anclajes con ganchos en L o J, cm.

e_N	Excentricidad del grupo de anclajes pernos a la fuerza normal; siempre se considera positiva; cm.
f_a	Factor de roce. Véase el Anexo F
f'_{cr}	Resistencia promedio requerida a la compresión del concreto a usarse como base para seleccionar la dosificación del concreto, kgf/cm ² . Véase la Sección 5.4.2.
f_{ct}	Resistencia promedio del concreto a la tracción indirecta, kgf/cm ² .
f_{cu}	Resistencia efectiva del concreto en compresión en una biela o zona nodal, kgf/cm ² .
f_r	Resistencia promedio del concreto a la tracción por flexión, kgf/cm ² .
f'_c	Resistencia especificada del concreto en compresión, kgf/cm ²
f_{it}	Factor de transferencia de carga. Véase el Anexo F.
f_s	Tensión calculada en el acero de refuerzo, bajo cargas de servicio, kgf/cm ² .
f'_s	Tensión en el acero de refuerzo comprimido, kgf/cm ² . Véase el Anexo A.
f_{su}	Resistencia de agotamiento especificada del acero de refuerzo, kgf/cm ² .
f_{su}^*	Resistencia de agotamiento del acero de refuerzo, determinada mediante ensayos, en kgf/cm ² .
f_y	Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo, kgf/cm ² .
f_y^*	Resistencia cedente real determinada mediante ensayos, kgf/cm ² .
f_{yl}	Resistencia cedente especificada del refuerzo longitudinal torsional, en kgf/cm ² .
f_{yv}	Resistencia cedente especificada del refuerzo transversal torsional, en kgf/cm ² .
h	Espesor total del miembro, cm.
h_c	Espesor de la pared en secciones rectangulares en cajón, cm.
h_c	Dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de refuerzo de confinamiento, cm.
h_{ef}	Longitud efectiva de empotramiento del anclaje, cm.
h_n	Altura libre de un muro o segmento, cm
h_j	Profundidad del nodo igual a la dimensión de la columna paralela a la dirección de las vigas, cm
h_x	Separación horizontal máxima entre barras arriostradas por ligaduras o ganchos en todas las caras de una columna, cm.
h_w	Altura total del muro o segmento del muro desde la base hasta la parte superior; altura libre del muro, cm.
k	Factor de longitud efectiva para miembros comprimidos.
k_{cp}	Coeficiente que modifica la resistencia básica del concreto al efecto del apalancamiento en los anclajes.
K_e	Módulo de reacción del terreno, kgf/cm ³ . También conocido como coeficiente de balasto. Véase el Anexo F.
k_{eff}	Módulo de reacción efectivo, kgf/cm ³ . Véase el Anexo F.
m	Número de grupos de carga que se esperan. Véase el Anexo F.
n	En la ecuación (12-2) es el número de barras o alambres.
n_i	Número de repeticiones de carga para el grupo i. Véase el Anexo F.
p_{cp}	Perímetro exterior de la sección transversal de concreto, cm.
p_h	Perímetro de la línea central del refuerzo transversal cerrado por torsión mas extremo, cm.
q	Cuantía mecánica = $q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$
q_u	Carga mayorada por unidad de longitud de viga o por área unitaria de placa o losa.
r	Radio de giro de la sección transversal de un miembro comprimido, cm.
r_d	Recubrimiento de diseño del centro de gravedad del acero de refuerzo, medido hasta la superficie externa más cercana, cm.

s	Separación del refuerzo transversal por corte o por torsión, medida a lo largo del eje longitudinal del miembro, cm.
S _{sk}	Separación de la acero de refuerzo de paramento, cm.
S _w	Separación del alambre a anclar, o empalmar, cm.
S _o	Separación del perno más exterior del grupo de pernos al borde de concreto, cm.
S _h	Separación del acero de refuerzo por corte o por torsión en dirección perpendicular al refuerzo longitudinal o del acero de refuerzo horizontal en el muro, cm.
S _v	Separación de las acero de refuerzos verticales en el muro, cm.
\bar{s}	Desviación estándar de ensayos de resistencia individuales, kgf/cm ² .
t	Espesor de pared en una sección hueca, cm.
v	Tensión teórica de corte, kgf/cm ² .
v _c	Tensión cortante teórica absorbida por el concreto, kgf/cm ² .
v _s	Tensión cortante teórica absorbida por acero de refuerzo transversal, kgf/cm ² .
v _u	Tensión cortante mayorada, kgf/cm ² .
w	Carga de diseño por unidad de longitud de viga o por unidad de área de losa.
w _c	Peso unitario del concreto, kgf/m ³ .
w _p	Carga permanente por unidad de área, kgf/m ² .
w _v	Carga variable por unidad de área.
x	Menor dimensión global de la parte rectangular de la sección transversal.
x ₁	Dimensión más corta centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
y	Mayor dimensión total de una parte rectangular de una sección transversal.
y ₁	Dimensión más larga, centro a centro, de un estribo rectangular cerrado.
y _t	Distancia medida desde el baricentro de la sección total, despreciando el acero de refuerzo, hasta la fibra extrema traccionada.
ΔM ^E	Máxima diferencia entre los momentos en los extremos de las dos vigas que inciden en la columna por sus caras opuestas, con los otros extremos rígidamente empotrados, suponiendo una de las vigas cargadas y la otra no.
Δ _f	Flecha final medida después de 24 horas de haber retirado la carga en una prueba de carga.
Δ _i	Flecha inicial antes de la descarga en una prueba de carga. También, lectura de flecha antes de aplicar la carga en una de la prueba de carga.
Δ _m	Flecha máxima medida después de 24 horas de aplicación de la carga máxima, en una prueba de carga.
Δ _{mp}	Flecha máxima de referencia, calculada para una prueba de carga.
Δ _o	Deformación horizontal relativa entre los extremos de un piso debido a V _u , obtenida por un análisis elástico convencional y valores de rigidez, según el Artículo 10.6 (ecuación 10-6).
ΔT	Rango de temperatura (°C).
α	Coeficiente que cuantifica la relación entre rigidez de la sección de una viga y la rigidez de la placa limitada lateralmente por ejes de paneles adyacentes a cada lado de la viga. Se calcula como: $\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$ Factor de importancia (Véase Norma Venezolana 1756). Ángulo entre los estribos inclinados o del acero de refuerzo en dinteles, con respecto al eje longitudinal del miembro.
α _c	Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia del muro estructural.
α _{en}	Coeficiente que define la relación de endurecimiento del acero para estimar el valor del momento resistente máximo probable M _{pr} . Donde α _{en} , tomará un valor entre 1,25 y 1,40 de acuerdo a las consideraciones expuestas en el Artículo H-2.2.
α _f	Ángulo entre el acero de refuerzo por corte por fricción y el plano de corte, grados.
α _m	Valor promedio de α para todas las vigas en los bordes de un panel.

α_s	Constante usada para calcular V_c en losas y fundaciones.
α_v	Relación entre la rigidez del brazo de la parilla a la sección de la losa o placa mixta que lo rodea. Véase la Subsección 11.9.4.3
α_1	α en la dirección I_1 .
α_2	α en la dirección I_2 .
β	Relación de la luz libre (lado) en la dirección larga de una placa (zapata o cabezal), a su luz libre en la dirección corta.
β_b	Relación del área de refuerzo interrumpido, al área total de barras sometidas a tracción en la sección. Véase el Artículo H-10.6.
β_c	Relación entre la mayor y menor dimensión del área donde actúa una carga concentrada. Véanse las Secciones 11.9.2 y 19.5.4.
β_d	Relación del máximo momento mayorado de la carga permanente al máximo momento mayorado de la carga total, siempre positiva.
β_n	Factor que toma en cuenta el efecto del anclaje de bielas traccionada en la resistencia efectiva a compresión de una zona nodal.
β_t	Coeficiente que cuantifica la relación entre la rigidez torsional de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de un anchura de losa igual a la luz libre de la viga, centro a centro de apoyos $\frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s}$
β_s	Relación de la longitud de los bordes continuos al perímetro total de un panel de placa. Factor de corrección para tomar en cuenta el fisuración y el confinamiento del acero de refuerzo en la resistencia a compresión de una biela.
β_1	Factor definido en la Sección 10.2.3.
γ	Factor de combinación de solicitaciones. Factor que depende del confinamiento en las caras del nodo. Porcentaje de la carga variable para el cálculo del peso de la edificación sometida a movimientos sísmicos. Véase Norma Venezolana 1756. Relación de distancia entre el acero de refuerzo longitudinal de columnas a tracción y el de compresión con la profundidad total del miembro.
γ_f	Fracción del momento no balanceado transferido por flexión en las uniones losa-columna. Véase la Sección 11.9.6.
γ_i	Ángulo entre el eje de la biela y la capa i de acero de refuerzo que la atraviesa, en grados.
γ_r	Relación de recubrimiento; factor que depende del confinamiento en las caras del nodo.
γ_t	Fracción del momento transferido por flexión en las uniones losa-columna.
γ_v	Fracción del momento no balanceado transferido por excentricidad de corte en las conexiones losa-columna. Véase la Sección 11.9.6.
δ_b	Factor de magnificación de momento flector en pórticos arriostrados contra desplazamientos laterales, para considerar los efectos de la curvatura del miembro comprimido.
δ_s	Factor de magnificación de momento flector en pórticos no arriostrados contra desplazamientos laterales, para considerar el incremento en el desplazamiento lateral producido por las acciones laterales y gravitacionales.
ϵ_s	Deformación unitaria del acero de refuerzo.
ϵ_t	Deformación unitaria neta en tracción en el acero tensionado empleada en el cálculo de la resistencia teórica.
ϵ_y	Deformación unitaria cedente del acero de refuerzo.
λ	Multiplicador para el cálculo de la flecha adicional a largo plazo, según se define en la Subsección 9.6.2.4 Factor de corrección por el peso unitario del concreto; ver Tabla 11.6.2.b.
$\alpha, \beta, \gamma, \lambda$	Factores de modificación de la longitud de transferencia de tensiones de barras y alambres con resaltes solicitados a compresión o tracción.
μ	Coeficiente de Poisson. Coeficiente de fricción.

ξ	Factor para cargas sostenidas en el tiempo. Ver Tabla 9.6.2.1.
ρ	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tracción de un miembro sometido a flexión: $\rho = A_s / (b d)$.
ρ'	Cuantía del acero de refuerzo en compresión: $\rho = A'_s / (b d)$.
ρ_b	Cantidad de refuerzo que produce condiciones de deformación unitaria balanceada. Véase la Sección 10.2.4.
ρ_g	Cuantía geométrica de acero longitudinal de las columnas.
ρ_h	Cuantía del refuerzo transversal de los muros estructurales.
ρ_s	Cuantía del refuerzo helicoidal. Relación del volumen de la acero de refuerzo de los zunchos al volumen total del núcleo (medido por la parte exterior de los zunchos), en un miembro comprimido zunchado.
ρ_v	Cuantía del refuerzo longitudinal del muro.
ρ_w	Cuantía del refuerzo del alma de un miembro.
ϕ	Factor de minoración de resistencia. Véase el Artículo 9.4
σ_i	Tensiones debidas a la aplicación del grupo de cargas i (kgf/cm ²).
ϕ	Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal. Véase Norma Venezolana 1756.
ψ_1	Coefficiente de modificación por excentricidad de la carga aplicada al conjunto de anclajes en tracción.
ψ_2	Coefficiente de modificación por proximidad a los bordes de concreto de los anclajes en tracción.
ψ_3	Coefficiente de modificación por fisuración del concreto en anclajes en tracción.
ψ_4	Coefficiente de modificación de la resistencia al deslizamiento, que toma en cuenta el fisuración en el concreto bajo fuerza cortante.
ψ_5	Coefficiente de modificación por excentricidad de la carga aplicada en un conjunto de anclajes solicitados en corte.
ψ_6	Coefficiente de modificación por proximidad a los bordes de concreto de anclajes solicitados.
ψ_7	Coefficiente de modificación por fisuración del concreto en anclajes solicitados por corte.
§	Acápites.

2.3 UNIDADES

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

Dimensiones en mm, cm o m.

Ángulos planos en grados sexagesimales (°)

Áreas en cm²

Fuerzas en kgf (kN)

Momentos en m kgf (m kN)

Tensiones en kgf/cm² (MPa)

Temperatura °C

PARTE 2 MATERIALES

CAPÍTULO 3 MATERIALES

3.1 ALCANCE

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

3.1.1 CALIDAD DE LOS MATERIALES

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

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

3.1.2 NORMAS DE ENSAYO

Los ensayos de materiales serán realizados de acuerdo con las Normas Venezolanas correspondientes y, en su defecto, aquellas que han sido publicadas por organismos extranjeros de reconocida competencia aceptadas por la autoridad competente, según se indica en los Artículos 1.1 y 1.6. Véase el Anexo C.

3.1.3 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

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

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

3.2 CEMENTOS

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

- a. Norma Venezolana 28. *Cemento Portland. Requisitos.*
- b. Norma Venezolana 935. *Cemento Portland - Escoria. Requisitos*

El cemento empleado en la obra debe corresponder con aquel sobre el cual fue basada la selección de las proporciones para las mezclas del concreto con arreglo a lo establecido en el Artículo 5.3 y Sección 3.1.2.

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

3.3 AGREGADOS

Los agregados para el concreto deben cumplir con una de las siguientes normas técnicas:

- a. Norma Venezolana 277.
- b. Hasta tanto no se disponga de Normas Venezolanas para agregados livianos, se debe consultar la norma ASTM C330 o las recomendaciones del comité ACI 211.2

Excepcionalmente y con la autorización por escrito del ingeniero inspector, podrán usarse agregados que aun cuando no cumplan con las especificaciones de esta sección, permitan obtener un concreto de resistencia y durabilidad adecuadas, lo cual debe comprobarse previamente sea por ensayos especiales o en obras existentes con concretos y condiciones de servicio similares.

3.3.1 Tamaño máximo del agregado

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

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

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

3.4 AGUA

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

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

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

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

3.5 ADITIVOS

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

3.5.1 Limitaciones

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

3.5.2 Especificaciones

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

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

3.6 ACERO DE REFUERZO

3.6.1 Resistencia

De conformidad con lo establecido en el Artículo 1.5, en los planos debe indicarse claramente la clasificación del acero conforme con la Norma Venezolana 316, y la resistencia cedente especificada f_y del acero de refuerzo con la cual se ha diseñado cada parte de la estructura.

Las barras utilizadas como acero de refuerzo que deban resistir las solicitaciones debidas a la acción sísmica, en miembros de sistemas aporricados, miembros de borde de muros y dinteles, deben ser del tipo W. También se podrán utilizar los otros tipos de aceros establecidos en la Norma Venezolana 316 siempre que cumplan con los siguientes requisitos:

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

3.6.2 Barras

El refuerzo debe estar constituido por barras con resaltes, con las características indicadas en la Tabla 3.6.2, con la salvedad anotada en la Subsección 3.6.2.1 para el uso de barras lisas. Las barras con resaltes y las barras lisas, deben cumplir con la Norma Venezolana 316.

Tabla 3.6.2 Características de las barras de refuerzo

DESIGNACIÓN		DIÁMETRO ⁽¹⁾ mm	ÁREA ⁽¹⁾ cm ²	PESO ⁽¹⁾ kgf/m
Nº ⁽²⁾	Milímetros ⁽³⁾			
--	6M	6,00	0,28	0,222
--	8M	8,00	0,50	0,394
3	--	9,53	0,71	0,559
--	10M	10,00	0,78	0,617
--	12M	12,00	1,13	0,888
4	--	12,70	1,27	0,994
--	14M	14,00	1,54	1,208
5	--	15,88	1,98	1,554
--	16M	16,00	2,01	1,577
6	--	19,05	2,85	2,237
--	20M	20,00	3,14	2,465
7	--	22,22	3,88	3,044
--	25M	25,00	4,91	3,854
8	--	25,40	5,07	3,977
9	--	28,65	6,45	5,059
--	32M	32,00	8,04	6,309
10	--	32,26	8,17	6,403
11	--	35,81	10,07	7,906
--	36M	36,00	10,18	7,981
--	40M	40,00	12,57	9,850
14	--	43,00	14,52	11,383
--	45M	45,00	15,90	12,482
--	56M	56,00	24,63	19,334
18	--	57,33	25,81	20,237

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

(2) Los números (Nº) utilizados para designar las barras, están basados en el número de octavos de pulgadas comprendidos en el diámetro nominal. El área nominal de la barra N° 9 es la de un cuadrado de lado 1 pulgada; para la barra N° 10 es la de un cuadrado de lado 1 1/8 de pulgada; para la barra N° 11 es la de un cuadrado de lado 1 1/4 de pulgada; para la barra N° 14 es la de un cuadrado de lado 1 1/2 pulgada y para la barra N° 18 es la de un cuadrado de lado 2 pulgadas.

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

3.6.2.1 Barras lisas

El empleo de las barras lisas debe limitarse a: refuerzo helicoidal o transversal en columnas o pilotes, refuerzos de retracción y temperatura y barras pasajuntas en pavimentos de concreto. Únicamente podrán usarse como refuerzo longitudinal a flexión, cuando conformen una malla de alambres electrosoldados.

3.6.3 Alambres

Los alambres tendrán las características indicadas en la tabla 3.6.3.

Tabla 3.6.3 Características de los alambres

Diámetro mm	Área cm²	Peso kgf/m
5,0	0,196	0,154
5,5	0,238	0,187
6,0	0,283	0,222
6,5	0,332	0,260
7,0	0,385	0,302
8,0	0,503	0,395
9,0	0,636	0,500
10,0	0,785	0,617
11,0	0,950	0,746
12,0	1,131	0,888

Los alambres lisos o con resaltes para refuerzo del concreto deben cumplir con la Norma Venezolana 505. El diámetro del alambre con resaltes no debe ser menor que 5,0 mm.

3.6.4 Mallas de alambres electrosoldados

Las mallas electrosoldadas de alambre liso o con resaltes deben cumplir la Norma Venezolana 1022.

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

3.6.5 Perfiles y tubos de acero estructural

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

3.6.5.1 Perfiles de acero

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

3.6.5.2 Tubos de acero

Los tubos de acero para miembros mixtos comprimidos que satisfagan lo indicado en el Artículo 10.7, deben cumplir con las especificaciones correspondientes a los tubos Grado B de la Norma Venezolana 3335.

3.6.6 Evaluación y aceptación del acero de refuerzo

Se deben tomar y ensayar muestras representativas de los aceros de refuerzo utilizados en obra, con la frecuencia y alcance indicados en las Normas Venezolanas 316, 505 y 1022.

Los ensayos deben demostrar inequívocamente, que el acero utilizado cumple con las normas y especificaciones indicadas en los planos según el Artículo 1.5. A la Memoria de Cálculo se anexará copia de los ensayos y certificaciones.

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

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

3.7 SOLDADURAS

El acero de refuerzo a ser soldado será del tipo W y cumplirá con los requisitos del Artículo 12.3.c y la Sección 18.2.3 de esta Norma. En los planos se indicará la ubicación de las soldaduras y se especificará el procedimiento de soldadura incluyendo el material de aporte a usarse. En las especificaciones para las barras de acero se debe exigir un informe sobre las propiedades del material necesario para poder emplear el método de soldadura apropiado, según las especificaciones de la Norma ANSI/AWS D1.4.

CAPITULO 4 REQUISITOS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO

4.1 ALCANCE

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

4.2 RELACIÓN AGUA/CEMENTO

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

4.3 EXPOSICIÓN A CONDICIONES ESPECIALES

4.3.1 Estanqueidad

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

TABLA 4.3.1 REQUISITOS PARA CONDICIONES DE ESTANQUEIDAD

CONDICIONES DE EXPOSICIÓN	CONCRETO CON AGREGADO DE PESO NORMAL O AGREGADO LIVIANO	
	Máxima relación agua/cemento por peso	Mínima resistencia del concreto a compresión f'_c , kgf/cm ²
Concreto destinado a ser estanco:		
a. Concreto expuesto a agua dulce.	0,50	260
b. Concreto expuesto a agua salobre o de mar.	0,45	300
Para protección contra la corrosión de concreto reforzado en contacto o rociado por aguas salobres o aguas de mar.	0,40 ⁽¹⁾	350 ⁽¹⁾
⁽¹⁾ Cuando el recubrimiento mínimo requerido por la Sección 7.2.4 se incrementa en 1cm, la relación agua / cemento puede aumentarse a 0,45 para el concreto de agregado de peso normal, o reducir f'_c a 300 kgf/cm ² para los concretos con agregado liviano. Esto último es lo recomendable en zonas sísmicas (Véase la Sección 5.2.1).		

4.3.2 Exposición a sulfatos

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

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

TABLA 4.3.2 REQUERIMIENTOS PARA CONCRETOS EXPUESTOS A SOLUCIONES QUE CONTIENEN SULFATOS

EXPOSICIÓN A SULFATOS	CONCENTRACIÓN DE SULFATO COMO SO ₄		TIPO DE CEMENTO ⁽¹⁾	CONCRETO CON AGREGADO DE PESO NORMAL	CONCRETO CON AGREGADO LIVIANO
	En suelos, % en peso	En solución, partes por millón (ppm)		Valor máximo de la relación agua /cemento por peso ⁽⁴⁾	Mínima resistencia a la compresión, f'_c (kgf/cm ²) ⁽⁴⁾
Despreciable	0,00-0,10	0-150	--	--	--
Moderada ⁽²⁾	0,10-0,20	150-1500	II,IP (Ms) IS (Ms)	0,50	260
Severa	0,20-2,00	1500-10000	V	0,45	300
Muy severa	Mas de 2,0	Mas de 10000	V con puzolana ⁽³⁾	0,45	300

1) IP = Tipo I Portland; IS = Tipo I Portland-Escoria; II = Tipo II; V = Tipo V. La designación M_s se emplea en cementos ASTM C 595 cuando se trata de exposiciones moderadas a los sulfatos.

2) Agua de mar.

3) Previamente debe comprobarse, que con este tipo de cemento la puzolana mejora la resistencia a sulfatos por medio de ensayos o por comportamiento satisfactorio en servicio.

4) Para estanqueidad o protección contra la corrosión puede requerirse una relación agua/cemento menor o una resistencia mayor; véase la Tabla 4.3.1.

Cuando además de esta Sección deba satisfacerse la Sección 4.3.1, se empleará el menor valor de la relación agua/cemento y el mayor valor de la resistencia mínima.

4.4 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

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

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

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

PARTE 3 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

CAPÍTULO 5 DOSIFICACIÓN, MEZCLADO, VACIADO Y CALIDAD DEL CONCRETO

5.1 ALCANCE

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

De acuerdo con el Artículo 1.5 y el Anexo H, es responsabilidad de los ingenieros proyectista y residente hacer cumplir las especificaciones que puedan comprometer la elaboración y los criterios de aceptación o rechazo del concreto del presente Capítulo.

5.2 RESISTENCIA DEL CONCRETO

5.2.1 Resistencia promedio a la compresión

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

La resistencia especificada del concreto f'_c en miembros pertenecientes al sistema resistente a sismos no será menor que 210 kgf/cm². Cuando se utilicen agregados livianos, la resistencia especificada no debe exceder 300 kgf/cm², a menos que se demuestre experimentalmente que con otras resistencias, los miembros estructurales elaborados con esos materiales, poseen la misma resistencia y capacidad de disipación de energía que aquellos elaborados con concretos normales de igual resistencia.

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

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

5.2.2 Edad de ensayo

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

5.2.3 Resistencia a la tracción

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

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

5.3 DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA DE CONCRETO

5.3.1 Cualidades de la mezcla

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

a) La trabajabilidad y consistencia adecuadas conforme a lo especificado en la Norma Venezolana 339, para permitir que el concreto sea vaciado fácilmente dentro del encofrado y alrededor del acero de refuerzo, bajo las condiciones de colocación en obra, sin segregación ni exudación excesivas.

- b) La resistencia y durabilidad en ambientes agresivos cuando lo requiera el Capítulo 4 de esta Norma.
- c) El cumplimiento de los requisitos de evaluación y aceptación establecidos en el Artículo 5.9.
- d) Cuando se usen distintos materiales en diferentes partes de la obra, es obligatorio evaluar cada combinación separadamente.

5.3.2 Determinación de la dosificación

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

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

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

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

5.4.1 Desviación estándar

5.4.1.1 Cálculo para 30 ó más ensayos consecutivos

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

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

5.4.1.2 Cálculo para menos de 30 ensayos consecutivos

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

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

NÚMERO DE ENSAYOS (*)	FACTOR DE MODIFICACIÓN
Menos de 15	Usar la Tabla 5.4.2.2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00
(*) Interpólese para valores intermedios del número de ensayos.	

5.4.2 Resistencia promedio requerida

5.4.2.1 Desviación estándar conocida

Cuando se dispone de datos suficientes y se ha calculado la desviación estándar según la Subsección 5.4.1.1 o la Subsección 5.4.1.2, la resistencia promedio requerida f'_{cr} que se utilizará como base para seleccionar la dosificación del concreto, será la mayor de las calculadas por: (i) las ecuaciones (5-1) o (5-2) para $f'_c \leq 350$ kgf/cm², ó; (ii) las ecuaciones (5-1) ó (5-3) para $f'_c > 350$ kgf/cm².

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

$$f'_{cr} = f'_c + 2.34 \bar{s} - 35 \quad (5-2)$$

$$f'_{cr} = 0.9 f'_c + 2.34 \bar{s} \quad (5-3)$$

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

5.4.2.2 Desviación estándar desconocida

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

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

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

Nota: (1) En áreas sísmicas f'_c no será menor de 210 kgf/cm² (Véase la Sección 5.2.1)

5.4.3 Procedimientos para determinar la dosificación

Para determinar la dosificación adecuada, para obtener una resistencia promedio igual o mayor que la resistencia promedio f'_{cr} (Sección 5.4.2), se puede emplear: (i) el procedimiento de la Subsección 5.4.3.1 si se dispone de uno o varios registros adecuados de ensayos de resistencia en obra; (ii) el procedimiento de las mezclas de tanteo de la Subsección 5.4.3.2, cuando no se tiene un registro de ensayos adecuados (véase Norma Venezolana 1976). Cuando no se dispone de registros adecuados de ensayos de resistencia, excepcionalmente se pueden emplear los criterios conservadores del Artículo 5.5.

5.4.3.1 Se dispone de registros adecuados

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

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

5.4.3.2 No se dispone de registros adecuados

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

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

5.5 DOSIFICACIÓN POR MEDIO DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO

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

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

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

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

(2) En zonas sísmicas no se permiten concretos con resistencias inferiores a 210 kgf/cm²

(3) La dosificación de concretos con resistencias mayores que 300 kgf/cm² sin aire incorporado ó mayores que 250 kgf/cm² con aire incorporado, debe hacerse por los métodos del Artículo 5.4 (experiencias previas, mezclas de tanteo ó ambas).

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

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

5.6 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO

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

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

5.7 MEZCLADO Y VACIADO DEL CONCRETO

5.7.1 Preparación del equipo y del lugar de vaciado

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

- a. Todo el equipo de mezclado y transporte del concreto debe estar limpio;
- b. Se retirarán los escombros y residuos de los espacios a ser ocupados por el concreto;
- c. La superficie de los encofrados estará adecuadamente protegida y tratada;
- d. Los paramentos de la mampostería que van a estar en contacto con el concreto estarán bien humedecidos;
- e. El acero de refuerzo debe estar completamente libre de costras perjudiciales;
- f. Se eliminará todo excedente de agua del lugar del vaciado, a menos que se vaya a emplear una trompa de vaciado, u otros métodos autorizados por el Ingeniero inspector;
- g. La superficie del concreto endurecido en una junta de construcción debe estar libre de segregaciones o de material defectuoso antes de continuar el vaciado.

5.7.2 Mezclado del concreto

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

5.7.2.1 Concreto mezclado en obra

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

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

Si el concreto mezclado en obra es del tipo estructural se debe cumplir con los requisitos de la Norma Venezolana 633 en lo que se refiere a materiales, equipos, requisitos y muestreo.

5.7.2.2 Concreto premezclado

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

5.7.3 Transporte

El concreto debe transportarse de la mezcladora al sitio del vaciado empleando métodos que eviten la segregación o pérdida de materiales. El equipo de transporte debe ser capaz de suministrar el concreto en el sitio de colocación sin segregación, ni interrupciones que ocasionen la pérdida de plasticidad entre vaciados sucesivos, evitando la formación de juntas frías. Para concreto premezclado, véase la Norma Venezolana 633.

5.7.4 Vaciado

5.7.4.1 Precauciones

Durante el vaciado se tomarán las siguientes precauciones:

- a. El concreto debe depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar segregación debido a la manipulación repetida o al flujo de la masa;
- b. El vaciado debe efectuarse a una velocidad adecuada, con la finalidad de que el concreto conserve su estado plástico y fluya fácilmente entre las barras;
- c. Una vez iniciado el vaciado, este se efectuará en una operación continua hasta que se termine el sector definido por sus límites o juntas prefijadas, excepto las limitaciones establecidas en el Artículo 6.5;
- d. La superficie superior del concreto vaciado en capas superpuestas generalmente estará a nivel;
- e. Las juntas de construcción o vaciado, se ejecutarán de acuerdo con el Artículo 6.5;
- f. En tiempo caluroso, debe ponerse atención a: los ingredientes, los métodos de producción, el manejo, la protección y el curado, para evitar temperaturas excesivas en el concreto o la evaporación de agua, que pueda afectar la resistencia requerida o el comportamiento en servicio, del miembro o estructura.

5.7.4.2 Compactación

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

5.7.4.3 Limitaciones

- i. No se vaciarán concretos que hayan endurecido parcialmente, o estén contaminados con materiales extraños.
- ii. No se permitirá el re-mezclado del concreto parcialmente endurecido agregándole agua a menos que, excepcionalmente, y solo en casos donde la posible pérdida de resistencia no afecte la seguridad, el Ingeniero inspector lo autorice por escrito.

5.8 CURADO

5.8.1 Temperatura de curado

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

5.8.2 Curado acelerado

5.8.2.1 Procedimientos de curado

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

5.8.2.2 Resistencia a la compresión

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

5.8.2.3 Durabilidad

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

5.9 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN

5.9.1 Frecuencia de los ensayos

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

- a. Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto vaciado, deben tomarse no menos de una vez por día, ni menos de una vez cada 100 m³ de concreto vaciado, ni menos de una vez por cada 400 m² de superficie de losas, placas o muros.
- b. Cuando la cantidad total del concreto en una obra dada es tal, que la frecuencia especificada de las pruebas requeridas proporcione menos de cinco muestras para una clase de concreto dada, deben hacerse ensayos de por lo menos cinco unidades de mezcla producidas seleccionadas al azar, o de cada unidad de mezcla producida cuando sean menos de cinco.
- c. Cuando la cantidad total de una clase de concreto es menor que 30 m³, el número de pruebas de resistencia puede reducirse a juicio del Ingeniero inspector, si este considera que existe una evidencia adecuada de que la resistencia es satisfactoria. Lo anterior no aplica cuando se trata de columnas u otros miembros que cumplen una función fundamental en la estabilidad de la estructura.

5.9.2 Ensayos de probetas curadas en el laboratorio

5.9.2.1 Toma de muestras

Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con las Normas Venezolana 344 y 1976.

5.9.2.2 Elaboración y curado de cilindros

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

5.9.2.3 Criterios de aceptación

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

- a. Ningún resultado individual, promedio de al menos dos cilindros, está por debajo de f'_c en más de: 35 kgf/cm² cuando $f'_c \leq 350$ kgf/cm², o de $0,1 f'_c$ cuando $f'_c > 350$ kgf/cm².
- b. El promedio de cualquier conjunto de tres ensayos consecutivos iguala o excede el valor f'_c especificado.

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

5.9.3 Ensayos de probetas curadas en obra

5.9.3.1 Elaboración

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

5.9.3.2 Control de curado

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

Las probetas curadas en obra la deben tratarse según las condiciones establecidas en la Norma Venezolana 338.

5.9.3.3 Criterio de evaluación

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

5.9.4 Investigación de los resultados de ensayos de baja resistencia

5.9.4.1 Resultados de ensayos

Cuando algún ensayo de resistencia (Sección 5.2.1) de cilindros curados en el laboratorio, da valores por debajo de f'_c en más de 35 kgf/cm² ó de 0,1 f'_c según aplique (Subsección 5.9.2.3.a), o cuando las pruebas de los cilindros curados en la obra indican deficiencias en la protección y curado (Subsección 5.9.3.3), se tomarán medidas para asegurar que la capacidad resistente de la estructura no quede comprometida. Consúltense los Capítulos 7 y 8 de la Norma Venezolana 1976.

5.9.4.2 Extracción y curado de núcleos de concreto

Cuando quede confirmada la posibilidad de que la resistencia del concreto en miembros portantes sea baja y los cálculos indiquen que está comprometida la capacidad resistente de la estructura, se puede requerir el ensayo de núcleos extraídos de la zona en duda, de acuerdo con la Norma Venezolana 345. Deberán tomarse tres núcleos por cada resultado de ensayo de resistencia de cilindros que este por debajo de f'_c en más de 35 kgf/cm² ó de 0,1 f'_c según aplique.

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

5.9.4.3 Criterios de aceptación

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

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

5.10 COLUMNAS CON CONCRETOS DE MAYOR RESISTENCIA

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

a. El concreto con resistencia especificada para la columna será vaciado en la ubicación de la misma. La superficie superior del concreto de la columna se extenderá dentro de la losa a no menos de 60 cm. de la cara de la columna. El concreto de la columna será monolítico con el concreto del piso y será vaciado de acuerdo con el Artículo 6.5.3.

b. Para columnas conectadas lateralmente por cuatro vigas de profundidad aproximadamente igual, o por losas, la resistencia de la columna podrá estar basada en una resistencia del concreto en las juntas, tal que se tome el 75% de la resistencia del concreto de la columna y el 25% de la resistencia del concreto de piso. Cuando la columna esté conectada a menos de 4 vigas, los dos porcentajes anteriores serán iguales al 50%.

CAPITULO 6 ENCOFRADOS TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

6.1 ALCANCE

Este Capítulo trata sobre los requisitos y las precauciones a seguir en el diseño de encofrados, apuntalamientos temporales y remoción de los mismos para evitar daños a personas y cosas durante las construcciones (véase Norma Venezolana 2244). Igualmente trata sobre las tuberías embutidas en el concreto, su ubicación y precauciones con relación al tipo de material. También se tratan las precauciones para la ejecución de juntas de construcción.

6.2 DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS

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

Los encofrados se diseñarán considerando los siguientes factores:

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

6.3 DESENCOFRADO Y DESAPUNTALAMIENTO

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

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

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

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

6.4 TUBERÍAS Y CONDUCTOS EMBEBIDAS EN CONCRETO

6.4.1 Criterios generales

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

6.4.2 Elementos de aluminio

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

6.4.3 Pérdida de sección

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

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

6.4.4 Requisitos de ubicación

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

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

6.4.5 Incorporación como elementos estructurales

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

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

6.4.6 Tubos destinados al paso de gases o líquidos

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

- a. Los tubos y uniones se diseñarán para resistir los efectos de ataques químicos al material, presión y temperatura a la cual quedarán solicitadas.
- b. No se permitirá el uso de las tuberías embebidas hasta que el concreto alcance su resistencia de diseño, salvo que se trate de agua a no más de 32 °C y presiones inferiores a 4 kgf/cm² de presión.
- c. En las losas macizas, las tuberías se colocarán entre las capas del refuerzo superior e inferior, a menos que estos sirvan para irradiar calor.
- d. Salvo las condiciones establecidas en la Sección 7.2.4, el recubrimiento para tuberías, conductos y conexiones no será menor que 4 cm para concreto expuesto a la intemperie o contra el terreno natural, ni menos de 2 cm en otras condiciones.
- e. El área del acero de refuerzo en dirección perpendicular a la tubería será por lo menos un 0,2% de la sección de concreto.
- f. Las tuberías y conductos se fabricarán e instalarán de modo tal, que no se requiera cortar, doblar o desplazar los aceros de refuerzo. Se acoplarán mediante soldaduras de acero, bronce o zinc u otros métodos igualmente satisfactorios.

6.5 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

6.5.1 Limpieza

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

6.5.2 Preparación previa al vaciado

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

6.5.3 Ubicación y ejecución

Las juntas de construcción deben localizarse y ejecutarse de tal forma que no afecten significativamente la resistencia de la estructura, adoptando las precauciones necesarias para transmitir la fuerza cortante y otras solicitaciones. Véase el Artículo 11.6. Para tanques y recipientes estancos, véase el Artículo E.5

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

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

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

CAPÍTULO 7 REQUISITOS PARA EL DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO

7.1 ALCANCE

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

7.2 DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO

7.2.1 Diámetros de dobleces

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

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

TABLA 7.2.1a DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLEZ ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

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

TABLA 7.2.1b DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLEZ ACERO DE REFUERZO TRANSVERAL

Designación de la barra	Diámetro interno mínimo de doblez
N° 3 a N° 5 (8M a 16M)	4 d_b
N° 6 a N° 8 (16M a 25M)	6 d_b

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

7.2.2 Gancho estándar

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

- a. En el acero de refuerzo longitudinal:
 1. Una vuelta semicircular (180°) más una extensión de $4d_b$ pero no menor de 7 cm en el extremo libre;
 2. Una vuelta de 90° más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre.
- b. En el acero de refuerzo transversal :

1. En barras N° 5 (16M) o menores, una vuelta de 90° más una extensión igual a $6d_b$ en el extremo libre de la barra.
2. En barras N° 6 a N° 8 (20M a 25M), una vuelta de 90° más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra.
3. Barras N° 8 (25M) y menores, con ganchos de 135° más una extensión de $6d_b$ en el extremo libre.
4. En los nodos de las estructuras con Nivel de Diseño ND1, según el Artículo 11.10, y las estructuras con Niveles de Diseño ND2 o ND3, según el Capítulo 18, los estribos y ligaduras cerrados requeridos deben tener en ambos extremos ganchos con un doblé no menor de 135°, con una extensión de $6d_b$ pero no menor de 7.5 cm, que abrace el refuerzo longitudinal y se proyecte hacia el interior de la sección del miembro. Los ganchos de los estribos sucesivos arriostrando la misma barra longitudinal deben estar alternado de extremo a extremos.
5. Cuando excepcionalmente se usen estribos o ligaduras de una rama, el doblé en uno de los extremos debe ser un gancho de no menos de 180°, con una extensión de $6d_b$ pero no menor de 7,5 cm y en el otro extremo un gancho de no menos de 135° con una extensión de $6d_b$.

7.2.3 Separación del acero de refuerzo

7.2.3.1 Barras

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

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

En miembros comprimidos, ligados o zunchados, la separación libre entre barras longitudinales no será menor que $1.5d_b$, 4 cm. Con relación al tamaño grueso, véase la Sección 3.3.1.

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

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

7.2.3.2 Grupos de barras

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

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

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

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

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

7.2.4 Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo

El acero de refuerzo debe tener los recubrimientos mínimos de protección dados a continuación; ver Figura H-7.2.4. En ambientes agresivos deben utilizarse recubrimientos mayores que los mencionados, los cuales dependen de las condiciones de exposición. Cuando por razones estéticas la textura de la superficie de

concreto implique la merma del material de recubrimiento, el mismo debe aumentarse en 1 cm. en las superficies afectadas.

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

TABLA 7.2.4 RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS

CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE	DIÁMETRO DEL ACERO DE REFUERZO, d_b	RECUBRIMIENTO MÍNIMO ¹ , cm			
		Vigas y columnas ²	Losas y placas	Muros	Cáscaras y placas plegadas
Piezas al abrigo de la intemperie	$d_b \leq N^\circ 5$ (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm	4,0	2,0		1,5
	N° 6 a N° 11 (20M a 36M)				2,0
	N° 14 y N° 18 (40M y mayor)		4,0		
Piezas expuestas a la intemperie en ambientes no agresivos	$d_b \leq N^\circ 5$ (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm.	4,0			
	$d_b > N^\circ 6$ (20M)	5,0			
Piezas vaciadas sobre el terreno y permanentemente en contacto con el mismo	Todos los diámetros	7,5			No aplica
Notas:	1.	Para grupos de barras, véase la Subsección 7.2.3.2			
	2.	Al recubrimiento mínimo de protección se sumará el diámetro del acero de refuerzo transversal y se designará c_c , véase la ecuación (10-2).			

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

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

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

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

7.3 DETALLES ESPECIALES PARA COLUMNAS

7.3.1 Doblado de barras en los cambios de sección

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

El soporte horizontal en el doblado del acero longitudinal, sea en la losa o en las columnas de sección variable, debe ser suministrado por medio de refuerzo transversal, ligaduras o zunchos, o por partes de la estructura del piso. El soporte horizontal será diseñado para resistir 1,5 veces la componente horizontal de la fuerza transmitida en la porción inclinada de la barra que se dobla. Las ligaduras o zunchos para resistir esta

componente se colocarán a no más de 15 cm. del punto de doblez. Este refuerzo es adicional al requerido por consideraciones sismorresistentes.

Cuando se disminuya la anchura de una columna de manera que una de sus caras quede desplazada 7,5 cm. o más de la correspondiente en la columna del piso inferior, no pueden doblarse las barras longitudinales para adaptarse a la reducción y es necesario emplear barras adicionales de empalme, solapadas de acuerdo con los requisitos establecido en 12.3.2.4, con las barras longitudinales adyacentes a las caras desplazadas de la columna.

7.3.2 Construcción mixta acero-concreto

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

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

7.4 CONEXIONES Y NODOS

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

7.5 REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS COMPRIMIDOS

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

7.5.1 Zunchos

El refuerzo helicoidal para miembros comprimidos debe cumplir además de lo establecido en 10.4.2.4 y en 18.4.5 y 18.8.5, con los siguientes requisitos:

- a. Los zunchos consistirán en hélices con paso constante, formadas por barras o alambres continuos, armadas de tal manera que su tamaño y rigidez permitan su manejo y colocación sin que se distorsionen sus dimensiones. Las hélices deben sujetarse firmemente en posición con ayuda de amarres de alambre o separadores verticales.
- b. Para las construcciones vaciadas en sitio el diámetro de la barra de los zunchos no será menor que el No. 3 (10M).
- c. La separación libre entre hélices no será menor de 2,5 cm ni mayor de 7,5 cm. El refuerzo helicoidal debe anclarse por medio de una vuelta y media adicionales en cada extremo de la unidad helicoidal.
- d. Los empalmes del refuerzo helicoidal deben ser empalmes por solapes de $48d_b$ para barras con resaltes, empalmes por solapes de $72d_b$ para barras lisas o barras con recubrimiento epóxico, o bien empalmes mecánicos o soldados que cumplen los requisitos del Artículo 12.3

- e. El refuerzo helicoidal en las columnas se debe prolongarse dentro del nodo, según el Artículo 11.10.
- f. En columnas o capiteles, la hélice debe extenderse hasta un nivel para el cual el diámetro o anchura del capitel sea dos veces el diámetro de la columna.

7.5.2 Ligaduras

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

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

7.6 REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN

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

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

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

7.7 REFUERZO POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO Y VARIACIÓN DE TEMPERATURA

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

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

TIPO DE ACERO DE REFUERZO	CLASIFICACION SEGÚN NORMA COVENIN316:2000	CUANTÍA, ρ
Barras con resaltes, que cumple con la Sección 3.6.2.	S-40	0,0020
	S-60 ó W-60	0,0018

TIPO DE ACERO DE REFUERZO	CLASIFICACION SEGÚN NORMA COVENIN316:2000	CUANTÍA, ρ
Mallas de alambres lisos o con resaltes electrosoldados	No aplica	
Refuerzo con $f_y > 4200 \text{ kgf/cm}^2$ medido a una deformación cedente de 0,35%	W-70	0,0015
Nota: Cuando la losa esté restringida, no pueda expandirse ni contraerse libremente, o cuando se requiera controlar la fisuración, las cuantías de esta Tabla deben multiplicarse por 1,5 para concretos expuestos a la intemperie y por 1,25 para concretos no expuestos a la intemperie.		

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

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

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

7.8 REQUISITOS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

Este Artículo establece los requisitos mínimos de detallado y conexiones que deben cumplir los miembros a flexión de las construcciones de concreto estructural, proyectadas con Nivel de Diseño ND1 y vaciadas en sitio para obtener la integridad estructural requerida, para lo cual los diferentes miembros de la estructura deben estar adecuadamente vinculados entre sí. Las estructuras proyectadas con Nivel de Diseño ND2 o ND3 se regirán por los requisitos del Capítulo 18.

En los nervios de losas reticuladas o losas nervadas, por lo menos una barra inferior debe ser continua o debe empalmarse en el apoyo utilizando un empalme por solape en tracción Clase A o solape mecánico o soldado que cumpla con el Artículo 12.3 y cuando se trate del apoyo final, debe terminar en un gancho estándar. Las placas deben cumplir con los requisitos del Capítulo 13.

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

En las vigas no perimetrales, cuando no se dispongan estribos cerrados, al menos un cuarto del refuerzo positivo requerido en el centro de la luz debe ser continuo o empalmarse en los apoyos con solapes en tracción Clase A o empalmes mecánicos o soldados que cumplen los requisitos indicados en 12.3 y en los apoyos finales terminar en un gancho estándar. La continuidad requerida puede darse con refuerzo superior empalmado en los centros de las luces y con refuerzo inferior empalmado en o cerca de los apoyos.

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

7.9 PRÁCTICAS CONSTRUCTIVAS

7.9.1 Limpieza del acero de refuerzo

En el momento de vaciar el concreto, el acero de refuerzo así como los insertos, planchas y otros aceros expuestos dispuestos para futuras ampliaciones o etapas constructivas protegidos contra la corrosión deben estar libres de barro, aceite u otros recubrimientos no metálicos que puedan afectar adversamente su

capacidad de adherencia. Se permite el uso del acero con recubrimiento epóxico que cumplen con las normas ASTM A775, ASTM A934, o ASTM A884.

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

7.9.2 Doblado del acero de refuerzo

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

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

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

7.9.3 Colocación del acero de refuerzo

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

Las tolerancias permisibles tanto para la altura útil d , como para el espesor mínimo de recubrimiento, se indica en la Tabla 7.9.3. Sin embargo, la tolerancia en el recubrimiento para las caras inferiores de los miembros será de menos 5 mm y en ningún caso el recubrimiento podrá quedar reducido en más de 1/3 del valor mínimo estipulado en los planos o en las especificaciones de la estructura.

La tolerancia longitudinal de las barras en sus extremos y dobleces será de ± 5 cm, salvo en los extremos discontinuos de las ménsulas y consolas, donde la tolerancia será de $\pm 1,5$ cm y de $\pm 2,5$ cm en los extremos discontinuos de otros miembros, en los cuales también se aplicarán las tolerancias mínima de recubrimiento de la Tabla 7.9.3.

TABLA 7.9.3 TOLERANCIAS PERMISIBLES EN ALTURA ÚTIL Y RECUBRIMIENTO

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

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

7.9.4 Soldaduras

La soldadura del acero de refuerzo debe cumplir con los requisitos del apartado 12.3.c) y la Norma ANSI/AWS D1.4.

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

PARTE 4 REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO. CONSIDERACIONES GENERALES

8.1 ALCANCE

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

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

8.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

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

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

- a. Los miembros son prismáticos.
- b. El número de tramos es de dos o más.
- c. Las luces L_n son aproximadamente iguales sin que la luz mayor de dos tramos adyacentes exceda en más del 20% a la menor de ellas; para el cálculo de los momentos negativos se puede tomar L_n como el promedio de las luces adyacentes al apoyo.
- d. La carga variable CV no excede tres veces la carga permanente CP.
- e. Las cargas que son las más desfavorables de todas las combinaciones y están uniformemente distribuidas;

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

8.3 RIGIDEZ

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

8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTINUOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

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

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

8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON

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

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

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

8.6 LUZ DE CÁLCULO

8.6.1 Vigas

La luz de cálculo para vigas será como sigue:

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

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

8.6.2 Losas

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

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

8.6.3 Columnas

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

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

8.7 ACCIONES

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

8.7.1 Acciones de servicio

Las acciones de servicio serán las de la Norma Venezolana 2002.

8.7.2 Acciones del sismo o del viento

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

8.7.3 Otras acciones

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

8.8 ESTRUCTURAS APORTICADAS

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

8.8.1 Distribución de las cargas

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

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

8.8.2 Vigas

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

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

8.8.3 Columnas

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

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

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

8.9 VIGAS T

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

8.9.1 Anchura efectiva

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

- a. 8 veces el espesor de la losa o placa;
- b. $\frac{1}{2}$ de la distancia libre hasta la viga próxima.

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

- a. 1/12 de la luz de la viga;
- b. 6 veces el espesor de la losa o placa;

- c. $\frac{1}{2}$ de la distancia libre hasta la viga más próxima.

8.9.2 Espesor de las alas

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

8.9.3 Acero de refuerzo transversal

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

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

8.10 LOSAS NERVADAS

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

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

8.10.1 Resistencia al corte

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

8.10.2 Limitaciones dimensionales

8.10.2.1 Nervios longitudinales

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

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

8.10.2.2 Nervios transversales

Las losas nervadas de más de 5 m de luz serán rigidizadas por nervios transversales de arriostamiento, de la misma sección y armadura de los nervios longitudinales distribuidas por mitades como acero de refuerzo superior e inferior pero no menor de dos barras N° 4; la longitud no arriostada de los nervios será 2,5 m como máximo. Independientemente de la luz de la losa se omitirá los nervios transversales, si por cálculo se comprueba que no son necesarios para resistir la flexión transversal originada por la aplicación de cargas concentradas en diferentes puntos de la losa.

8.10.3 Elementos de relleno permanentes

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

- a. Los paramentos verticales del elemento de relleno en contacto con los nervios pueden incluirse en los cálculos de resistencia al corte y a los momentos negativos. Las otras partes de los elementos de relleno no se tendrán en cuenta en los cálculos de resistencia;
- b. El espesor de la loseta de concreto sobre los elementos de relleno permanente no será menor de 4,5 cm, ni de 1/12 de la distancia libre entre los nervios;
- c. En la loseta de pisos nervados en una sola dirección, se proporcionará un refuerzo perpendicular a los nervios, de acuerdo con lo requerido en el Artículo 7.6.
- d. Cuando se utilicen formaletas permanentes de acero (sofite metálico), los sistemas de losas de concreto cuyo vaciado se realice sobre estas formaletas, se pueden diseñar siguiendo los requisitos del presente Capítulo, cuando el acero del sistema de formaleta no se toma como parte del acero de refuerzo. Para tener en cuenta el acero de las formaletas permanentes, el diseño se realizará aplicando los requisitos para estructuras mixtas de acero y concreto, de acuerdo a la Norma Venezolana 1618.

8.10.4 Elementos de relleno removibles

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

- a. El espesor de la loseta de concreto no será menor de 5 cm ni de 1/12 de la distancia libre entre nervios.
- b. El refuerzo perpendicular a los nervios en la loseta, tomará en consideración los momentos flectores y las cargas concentradas si las hubiere, pero no será menor que el requerido en el Artículo 7.6.

8.10.5 Sistema de nervios como conjunto de vigas

8.10.5.1 Rigidez ante cargas horizontales

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

8.10.5.2 Nervios con separación excesiva

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

8.10.6 Conductos o tuberías

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

8.11 REVESTIMIENTO DE PISOS

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

CAPÍTULO 9 REQUISITOS PARA LOS ESTADOS LÍMITES

9.1 ALCANCE

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

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

9.2 MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES

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

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

9.3 SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

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

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

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

El factor de combinación de solicitaciones γ debidas a las acciones variables en las combinaciones (9-3) a (9-5) será 1,00, excepto en pisos y terrazas de edificaciones destinadas a vivienda en que se tomará como 0,50.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

9.3.1 Requisitos sismorresistentes adicionales

Para los miembros estructurales indicados en las Secciones 15.4.6, 18.4.5.4 y 18.8.7, las solicitaciones mayoradas se calcularán con las combinaciones (9-5a) y (9-7a) en sustitución de las (9-5) y (9-7). Para estas combinaciones no es necesario incluir los efectos de las componentes sísmicas ortogonales.

$$U = 1,2 CP + \lambda CV \pm \Omega_0 S_H \quad (9-5a)$$

$$U = 0,9 CP \pm \Omega_0 S_H \quad (9-7a)$$

donde:

S_H = Solicitaciones debidas a la componente horizontal de la acción sísmica.

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia estructural resistente a sismos.

Para el factor de sobrerresistencia estructural resistente a sismos, Ω_0 , se utilizarán los siguientes valores:

Para sistemas aporticados, Tipo I según Norma Venezolana 1756: $\Omega_0 = 3$

Para sistemas de muros y duales, Tipos III y II según Norma Venezolana 1756: $\Omega_0 = 2,5$

Para sistemas pendulares o sin diafragmas, Tipo IV según Norma Venezolana 1756: $\Omega_0 = 2$

En ningún caso debe incorporarse el factor Ω_0 en las combinaciones de diseño para los miembros que generan cargas sísmicas sobre aquellos otros en que es obligatorio su uso.

9.4 RESISTENCIAS DE DISEÑO

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

TABLA 9.4 FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA, ϕ

RESISTENCIA TEÓRICA	FACTOR DE MINORACIÓN ϕ
Flexión o flexión simultánea con fuerzas axiales	
a. Secciones controladas por compresión, tal como se definen en la Sección 10.2.6	
i. Miembros zunchados mediante refuerzo helicoidal continuo conforme a la Sección 10.4.3.	0,70
ii. Miembros con ligaduras cerradas como refuerzo transversal.	0,65
b. Secciones controladas por tracción del acero, tal como se definen en la Sección 10.2.6	0,90
c. Secciones en la zona de transición entre el control por compresión y el control por tracción, tal como se definen en la Sección 10.2.6	Ver Nota ⁽¹⁾
d. Flexión en ménsulas, consolas y soportes similares	0,75
Corte	
Para cualquier miembro estructural, incluyendo los muros que no pertenezcan al sistema resistente a sismos.	0,75
Para muros estructurales que formen parte del sistema resistente a sismos.	0,60
En los nodos y las vigas de acoplamiento reforzadas con grupos interceptados de barras en diagonal.	0,85
En los diafragmas, ϕ no necesita ser menor que el menor factor de minoración por corte aplicado a la resistencia de los componentes verticales del sistema resistente a sismo.	0,85 Véase Comentario
Torsión	0,75
Aplastamiento del concreto	
Excepto en anclajes postensados y en el Método de las Bielas del Anexo A.	0,65
Diseño según el Anexo A	
Bielas, estribos, zonas nodales y áreas de apoyo en esos modelos.	0,75
Muros estructurales con Nivel de Diseño ND1.	
Muros estructurales con Nivel de Diseño ND3.	0,60
Diseño de Miembros Estructurales de Concreto Simple o no Reforzado, según el Capítulo 19	
Flexión, compresión, corte y aplastamiento.	0,55
Diseño de longitudes de transferencia, según el Capítulo 12	
	1,00
⁽¹⁾ El factor de minoración de la resistencia ϕ puede incrementarse o interpolarse linealmente como se indica en la Figura H-9.4. Para secciones en las cuales la deformación unitaria por tracción ϵ_s en el acero más traccionado bajo la resistencia teórica, se encuentra en la zona de transición entre secciones controladas por compresión ($\phi=0,70$ ó $0,65$) y controladas por tracción ($\phi=0,90$), se permitirá incrementar ϕ hasta el valor de $0,90$. La variación del factor de minoración ϕ puede escribirse como función de las deformaciones en la zona de tracción, ϵ_s , o como función de la relación de profundidad del eje neutro, c/d_t , valores que se obtienen del cálculo de la resistencia teórica.	

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

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

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

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

FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA, ϕ		
SOLICITACIONES	CONDICIÓN A	CONDICIÓN B
Corte		
Tracción Espárragos con cabeza, pernos con cabeza o pernos con ganchos colocados antes del vaciado del concreto	0,75	0,70
Anclajes colocados en el concreto endurecido, precalificados por ensayos según ACI 355.2		
Categoría 1	0,75	0,65
Categoría 2	0,65	0,55
Categoría 3	0,55	0,45
Categoría 1, instalación poco sensible y alta confiabilidad. Categoría 2, instalación medianamente sensible y mediana confiabilidad. Categoría 3, instalación altamente sensible y poca confiabilidad.		

9.5 RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

A los efectos de diseño, la resistencia, f_y de los aceros de refuerzo no debe exceder 5620 kgf/cm². Adicionalmente al cumplimiento de la Norma Venezolana 316, las barras de acero con resaltes para uso como refuerzo del concreto a usarse en la construcción sismorresistente cumplirán con los requisitos de la Sección 3.6.2.

9.6 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

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

9.6.1 Espesores mínimos de losas y vigas

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

Los valores de la Tabla 9.6.1 se usarán directamente para miembros de concreto con peso unitario $w_c = 2500$ kgf/m³, con acero de refuerzo S-60 ó W-60. Para otras condiciones los valores se modificarán en la siguiente forma:

a) Para concreto estructural liviano con peso unitario comprendido entre 1550 y 2070 kgf/m³, los valores se multiplicarán por $(1,65 - 0.0003 w_c) \geq 1,09$ siendo w_c el peso unitario en kgf/m³.

b) Para refuerzos de acero con f_y diferente de 4200 kgf/cm² los valores se multiplicarán por: $0,4 + (f_y / 7030)$

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

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

9.6.2 Control de flechas

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

TABLA 9.6.2 FLECHAS MÁXIMAS PERMISIBLES

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

(1) Este límite no toma en consideración la posible formación de lagunas o charcos, porque se cumple la Norma Venezolana 3400.
 (2) Se puede exceder este límite si se toman medidas adecuadas para prevenir el daño de los miembros unidos o soportados.
 (3) La flecha a largo plazo debe determinarse de acuerdo con la Subsección 9.6.2 pero puede reducirse deduciendo la parte de la flecha que se produce antes de la colocación de los miembros no estructurales. Esta última puede determinarse con base en los datos técnicos referentes a las características de variación con el tiempo de las flechas de miembros similares a los considerados.
 (4) Este límite no será mayor que la tolerancia prevista para los miembros no estructurales. El valor puede ser excedido cuando la contra flecha proporcionada es tal que la diferencia entre ésta y la flecha total no supere el límite estipulado.

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

A menos que los valores de la rigidez se obtengan por un análisis riguroso, la flecha instantánea se calculará con el módulo de elasticidad del concreto, E_c , especificado en el Artículo 8.5 sea de concreto normal o liviano, y con el momento de inercia efectivo determinado según la siguiente ecuación:

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

donde el momento de fisuración M_{cr} , se calcula según la siguiente ecuación:

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

9.6.2.1 Para concretos de peso normal:

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

donde f_r es la resistencia promedio a la tracción por flexión.

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

a. Cuando se especifica f_{ct} :

$$f_r = 0,56 f_{ct} \leq 2 \sqrt{f'_c} \quad (9-15)$$

b. Cuando no se especifica f_{ct} , el valor de f_r obtenido de la ecuación (9-14) se multiplicará por 0,75 para concretos totalmente livianos y por 0,85 para concretos livianos dosificados con arena. Para los concretos con reemplazo parcial de arena se puede interpolar linealmente.

9.6.2.3 Para tramos continuos, el momento de inercia efectivo en cada tramo puede calcularse promediando el valor obtenido con la ecuación (9-12) para la sección crítica con momento positivo, y la sección crítica con momento negativo. Para los miembros de sección constante, simplemente apoyados o continuos, el momento de inercia efectivo puede tomarse como el valor obtenido de la ecuación (9-12) para el centro del tramo; para los voladizos, se usará el momento de inercia efectivo del apoyo.

9.6.2.4 Flechas diferidas

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

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \geq 1 \quad (9-16)$$

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

En la ecuación (9-16), el factor ξ depende del tiempo; a falta de información más precisa, este factor puede tomarse de la Tabla 9.6.2.1.

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

TABLA 9.6.2.1 FACTOR ξ PARA FLECHAS CALCULADAS DEBIDAS A CARGAS PERSISTENTES

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

9.6.3 Espesores mínimos de placas

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

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

Para el cálculo de las flechas, el módulo de elasticidad del concreto, E_c , será el especificado en el Artículo 8.5. El momento de inercia será el efectivo, I_e , dado por la ecuación (9-12). Se pueden usar otros valores de inercia efectiva, I_e si la flecha así calculada concuerda razonablemente con los resultados de ensayos representativos. Las flechas adicionales a largo plazo se calcularán de acuerdo con la Subsección 9.6.2.4

9.6.3.1 Espesor de placas sin vigas entre apoyos

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

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

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

TABLA 9.6.3.1 ESPEORES MÍNIMOS DE PLACAS SIN VIGAS INTERIORES

Acero de refuerzo, según Norma Venezolana 316	SIN ÁBACOS ^(b)			CON ÁBACOS ^(b)		
	Panel exterior		Panel Interior	Panel exterior		Panel interior ^(c)
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^(c)		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
S-40	$L_n / 33$	$L_n / 36$		$L_n / 40$		
S-60 ó W-60	$L_n / 30$	$L_n / 33$		$L_n / 36$		
W-70	$L_n / 28$	$L_n / 31$		$L_n / 34$		
a)	Para otros tipos de acero que cumplan el Artículo 9.4, se permite la interpolación lineal.					
b)	Los ábacos están definidos en el Artículo 2.1.					
c)	En las vigas de borde el valor de la relación de rigidez, α no debe ser menor de 0,80 tal como se define en el Artículo 2.2.					

9.6.3.2 Espesor de placas con vigas entre apoyos

El espesor mínimo de placas con vigas entre apoyos en todos sus lados es función del valor de α_m , valor promedio de los coeficientes, α definidos en el Artículo 2.1, como se indica a continuación. En las ecuaciones (9-17) y (9-26) L_n está en cm y f_y en kgf/cm².

- a. Para $\alpha_m \leq 0,2$, cumplir con los requisitos de la Subsección 9.6.3.1
- b. Para $0,2 < \alpha_m \leq 2,0$, el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)} \tag{9-17}$$

pero no menor que 12 cm.

- c. Para $\alpha_m > 2$, el espesor no será menor que:

$$h = \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \tag{9-18}$$

pero no menor que 9 cm.

En los bordes discontinuos se colocará una viga de borde con una relación de rigidez α no menor de 0,80 de lo contrario el espesor mínimo calculado con las ecuaciones (9-17) ó (9-18) se incrementará al menos en un diez por ciento (10%) en el panel con el borde discontinuo.

9.6.4 Construcción compuesta

9.6.4.1 Construcción apuntalada

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

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

9.6.4.2 Construcción no apuntalada

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

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

CAPÍTULO 10 FLEXIÓN Y CARGAS AXIALES

10.1 ALCANCE

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

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

10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

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

10.2.1 Deformaciones del acero de refuerzo y el concreto

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

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

10.2.2 Tensiones en el acero de refuerzo

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

TABLA 10.2.2 TENSIONES EN EL ACERO DE REFUERZO

DEFORMACIÓN	TENSIÓN
$\epsilon_s < \epsilon_y$	$f_s = E_s \epsilon_s$
$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$f_s = f_y$

10.2.3 Distribución de tensiones en el concreto

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

La distribución rectangular equivalente de tensiones en el concreto, presupone una tensión en el concreto igual a $0,85 f'_c$, uniformemente distribuida sobre una zona comprimida, limitada por los bordes de la sección y una recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra que tenga la máxima deformación en compresión. El factor β_1 se tomará según la Tabla 10.2.3, y la distancia c de la fibra con la máxima deformación en compresión hasta el eje neutro debe medirse en una dirección perpendicular a este eje.

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

TABLA 10.2.3 VALORES DEL FACTOR β_1

f'_c	β_1
$\leq 280 \text{ kgf/cm}^2$	0,85
$> 280 \text{ kgf/cm}^2$	$1,05 - f'_c / 1400 \geq 0,65$

10.2.4 Condición de deformación balanceada

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

10.2.5 Deformación límite de compresión controlada

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

Los aceros de refuerzo cumplirán con el Artículo 3.6. Para los aceros S-60 y W-60, su deformación límite de compresión controlada será $\epsilon_y = 0,002$. Para los aceros S-40 y W-70, la deformación límite de compresión controlada se calculará como $\epsilon_y = f_y / E_s$.

10.2.6 Secciones controladas

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

a) Secciones controladas por compresión: Las secciones están controladas por compresión cuando la deformación neta a tracción en el acero de refuerzo más deformado a tracción es $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ y a la vez el concreto en compresión alcanza su deformación máxima $\epsilon_{cu} = 0,003$.

b) Secciones controladas por tracción: Las secciones están controladas por tracción cuando la deformación neta a tracción en el acero de refuerzo más deformado a tracción $\epsilon_s \geq 0,005$, al mismo tiempo que el concreto a compresión alcanza su deformación máxima de $\epsilon_{cu} = 0,003$.

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

En los miembros solicitados a flexión, la deformación neta a tracción será mayor que 0,004. La cuantía máxima, $\rho_{m\acute{a}x}$, en los miembros solicitados por flexión se calculará de acuerdo con estas condiciones.

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

10.2.7 Resistencia de los miembros

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

10.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

10.3.1 Acero de refuerzo de miembros solicitados a flexión

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

10.3.1.1 Secciones rectangulares y T con ala a tracción

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

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

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

Para miembros de sección T, definida según el Artículo 8.9, con ala a tracción, el área $A_{s_{min}}$, será obtenida por las ecuaciones (10.1a y 10.1b), donde b_w será reemplazado por el menor de los siguientes valores:

- a. $2 b_w$
- b. la anchura del ala

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

10.3.1.2 Miembros diseñados por Nivel de Diseño ND1

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

10.3.1.3 Losas y zapatas macizas de espesor uniforme

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

10.3.2 Distribución del acero de refuerzo

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

10.3.2.1 Secciones rectangulares

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

$$s = 2,5 \frac{f_y}{f_s} - 2,5c_c \leq 16,5 \frac{f_y}{f_s} \quad (10-2)$$

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

- a. el momento no mayorado dividido por el producto del área de acero por el brazo de momento; o
- b. $0,66 f_y$.

10.3.2.2 Secciones T con el ala en tracción

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

- a. la anchura efectiva definido en la Sección 8.9.1 o;
- b. una anchura igual a 1/10 de la luz.

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

10.3.2.3 Vigas de altura efectiva mayor de 75 cm.

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

La separación s_{sk} entre las barras longitudinales del refuerzo de paramentos será como indica la Subsección 10.3.2.1, donde, c_c es la menor distancia de la superficie de acero de paramento a la cara lateral.

El acero de paramento se podrá incluir en el cálculo de la resistencia del miembro siempre que se realice un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones en cada uno de las barras o alambres.

10.3.2.4 Vigas-pared

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

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

Las vigas pared serán diseñadas tomando en cuenta la distribución de deformaciones no-lineal o con arreglo al Anexo A. Véanse el Artículo 11.7, el último párrafo de la Sección 12.2.3 y la Subsección 12.4.1.4. En todos los casos se considerará el pandeo lateral.

10.3.3 Distancia entre arriostramientos laterales de miembros sometidos a flexión.

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

10.3.3.2 Al determinar la separación entre arriostramientos se tomará en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga que produce la flexión

10.4 DISEÑO POR CARGA AXIAL**10.4.1 Resistencia de diseño**

La resistencia de diseño a carga axial de miembros comprimidos, ϕN_n , no será mayor que uno de los siguientes límites:

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

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

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

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

10.4.2 Sección efectiva de miembros comprimidos**10.4.2.1 Miembros comprimidos aislados con zunchos múltiples**

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

10.4.2.2 Miembros comprimidos que se construyen monolíticamente con muros

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

10.4.2.3 Área efectiva mínima

Para determinar el acero de refuerzo mínimo y la resistencia de diseño de un miembro comprimido con una sección mayor que la requerida por consideraciones de cargas, en las edificaciones con Nivel de Diseño ND1 puede usarse un área efectiva reducida, no menor que la mitad del área total. Para edificaciones con Nivel de Diseño ND2 o ND3, véase la Sección 18.4.5.3.

10.4.2.4 Sección circular equivalente de miembros comprimidos

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

total considerada, con la cuantía requerida del acero de refuerzo y la resistencia de diseño, se basarán en la sección circular así definida.

10.4.3 Acero de refuerzo en miembros comprimidos

10.4.3.1 Acero de refuerzo longitudinal

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

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

10.4.3.2 Cuantía del acero de refuerzo transversal

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

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

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

La resistencia cedente especificada del acero de refuerzo transversal f_y , no será mayor de 4200 kfg/cm².

10.5 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL SIMULTÁNEA

Los miembros solicitados por carga axial y momentos se diseñarán para cada una de las combinaciones de fuerza axial y momento debidamente mayoradas, seleccionándose la que arroje mayor demanda de acero de refuerzo. La carga axial mayorada N_u , no excederá la resistencia de diseño dada en la Sección 10.4.1. El momento mayorado máximo M_u debe ser multiplicado por un factor mayor que la unidad para tomar en cuenta los efectos de esbeltez calculados según el Artículo 10.6.

10.6 EFECTOS DE ESBELTEZ

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

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

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

donde

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

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

L_c = Longitud del miembro comprimido medida centro a centro de los nodos.

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

TABLA 10.6 CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

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

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

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

10.6.1 Evaluación de los efectos de esbeltez

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

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

Para miembros rectangulares comprimidos, el radio de giro r puede tomarse igual a 0,30 veces la dimensión total del miembros en la dirección en el cual se analiza la estabilidad, e igual a 0,25 veces el diámetro para miembros circulares comprimidos. Para otros tipos de secciones, el radio de giro puede calcularse considerando la sección total de concreto.

TABLA 10.6.1 EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

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

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

10.6.2 Método P- Δ

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

10.6.3 Método de amplificación de momentos

Cuando $kL/r \leq 100$, los miembros comprimidos (columnas o muros), así como las vigas que le sirven de soporte lateral u otros miembros de apoyo, también se pueden evaluar de acuerdo con los procedimientos aproximados de análisis que se presentan a continuación. En miembros comprimidos solicitados a flexión en

ambos ejes principales, el momento alrededor de cada eje se amplificará separadamente basado en las condiciones de restricción correspondientes al eje considerado.

10.6.3.1 Pórticos no desplazables

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

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

donde:

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

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

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

ó de manera simplificada:

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

β_d , tiene uno de los tres significados siguientes:

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

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

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

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

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

10.6.3.2 Pórticos desplazables

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

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

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

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

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

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

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

donde:

ΣN_u es la suma de las cargas verticales en el entrepiso.

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

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

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

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

- Cuando $\delta_s M_s$ se ha obtenido de una análisis de segundo orden, la razón entre la deriva obtenida con relación a la obtenida en el análisis de primer orden para la combinación 1,2 **CP** + 1,6 **CV**, ó 1,4 **CP** + 1,7 **CV** cuando se use el Anexo B, más la carga lateral aplicada a la estructura no excederá de 2,5.
- Cuando $\delta_s M_s$ se ha obtenido con la ecuación (10–15), el valor de **Q** no excederá de 0,60 si ΣN_u se ha calculado con la combinación 1,2 **CP** + 1,6 **CV**, ó 1,4 **CP** + 1,7 **CV** cuando se use el Anexo B.
- Cuando $\delta_s M_s$ se ha obtenido con la ecuación (10-16), δ_s será positivo y no excederá de 2,5. En este caso, ΣN_u y ΣN_c se han calculado con las correspondientes cargas **CP** y **CV** mayoradas.

10.7 MIEMBROS MIXTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN

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

10.7.1 Requisitos generales

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

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

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

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

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

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

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

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

10.7.2 Núcleo de concreto confinado en acero estructural

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

10.7.3 Refuerzo helicoidal alrededor de un núcleo de acero estructural

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

- a. La resistencia a la compresión especificada del concreto f'_c no debe ser menor de 200 kgf/cm². La resistencia a la cedencia de diseño del núcleo de acero estructural será la resistencia mínima a la cedencia especificada para el grado de acero estructural usado, pero sin exceder de 3520 kgf/cm².
- b. El refuerzo helicoidal debe cumplir con lo especificado en la Sección 10.4.3.2 para los Niveles de Diseño ND1 y ND2, y la Subsección 18.4.5.1 para ND3.
- c. La cuantía geométrica, ρ , de las barras de acero longitudinal localizadas dentro del refuerzo helicoidal para miembros diseñados según los Niveles de Diseño ND1 y ND2 no debe ser menor que 0,01 ni mayor de 0,08 veces el área neta del concreto. Para miembros con Nivel de Diseño ND3, la cuantía geométrica no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 el área neta del concreto. Estas barras pueden considerarse en el cálculo de A_t e I_t .

10.7.4 Ligaduras alrededor de un núcleo de acero estructural

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

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

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

- a. 16 veces el diámetro de la barra longitudinal,
- b. 48 veces del diámetro de la ligadura y
- c. la mitad de la menor dimensión de la sección del miembro mixto.

En columnas con Nivel de Diseño ND2 y ND3, las ligaduras cumplirán con las Secciones 18.8.5 y 18.4.5, respectivamente.

10.7.5 Acero longitudinal

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

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

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

10.8 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

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

CAPÍTULO 11 CORTE Y TORSIÓN

11.1 ALCANCE

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

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

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

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

11.2 CORTE

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

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

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

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

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

En el Artículo 11.3 y la Sección 11.9.2. se especifica la resistencia teórica por corte asignada al concreto V_c , en este Capítulo el valor de $v_c = \sqrt{f'_c}$ no excederá de 26 kgf/cm², excepto en el cálculo de V_c , para vigas y nervios de concreto reforzado, siempre y cuando se coloque en el alma el refuerzo transversal conforme con el Artículo 11.4 y la Sección 11.5.3.2.

La resistencia teórica al corte, asignada al acero de refuerzo V_s , se especifica en el Artículo 11.4. La resistencia al corte V_s , no se tomará mayor que $2,12 \sqrt{f'_c} b_w d$.

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

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

11.3 RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTE

La resistencia teórica al corte asignada al concreto con agregados de peso normal, V_c , en estructuras con Nivel de Diseño ND1, se calculará con las ecuaciones de la Tabla 11.3. En estructuras con Nivel de Diseño ND2 se calculará según las Secciones 18.7.5 y 18.8.6 y para el Nivel de Diseño ND3, según las Secciones 18.3.5 y 18.4.6

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

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

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

Solicitación	Fórmula simplificada	Fórmula completa
Flexión	Fórmula (11-3) : $V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$	Fórmula (11-5) : $V_c = (0,50 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d$ $\leq 0,93 \sqrt{f'_c} b_w d$ En la ecuación (11-5), $V_u d / M_u \leq 1,0$
Flexión y fuerza axial de compresión	Fórmula (11-4) : $V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d (1 + 0,007 \frac{N_u}{A})$	$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8}$ Cuando M_m es positivo aplica la Fórmula (11-6): $V_c = (0,50 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_m}) b_w d$ $\leq 0,93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + 0,028 \frac{N_u}{A}}$ donde $V_u d / M_m$ puede ser mayor que 1.0 Cuando M_m es negativo usar Fórmula (11-7): $V_c = 0,93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + 0,028 \frac{N_u}{A}}$
Flexión y fuerza axial de tracción	$V_c = 0$ El acero de refuerzo se diseñará para que resista la totalidad de la fuerza cortante.	Fórmula (11-8) : $V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d (1 + 0,028 \frac{N_u}{A}) \geq 0$
M_u es el momento mayorado que ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada. N_u/A se expresa en kgf/cm^2 : positiva para compresión y negativa para tracción.		

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

- Quando se especifica f_{ct} : Se reemplaza $\sqrt{f'_c}$ por $0,56 f_{ct}$ y se verificará que $0,56 f_{ct} \leq 0,265 \sqrt{f'_c}$
- Quando no está especificado f_{ct} :
 - Para concretos totalmente livianos, se multiplicarán los valores de $\sqrt{f'_c}$ por 0,75.
 - Para concretos livianos con arena, se multiplicarán los valores de $\sqrt{f'_c}$ por 0,85.
 - En los casos de reemplazo parcial de arena, se puede interpolar linealmente entre los dos factores de minoración anteriormente indicados.

Las sustituciones indicadas en **a.** y **b.** para calcular la resistencia teórica al corte de concreto con agregado liviano, no son aplicables en las ecuaciones (11-21) y (11-22) de la Sección 11.5.2 ni tampoco en las de la Sección 11.9.1.

11.4 RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO AL CORTE

11.4.1 Tipos de refuerzo por corte

El acero de refuerzo por corte puede consistir en:

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

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

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

11.4.2 Resistencia del acero de refuerzo por corte o torsión

La resistencia cedente especificada del acero de refuerzo en los miembros solicitados por corte o torsión, no excederá de 4200 kgf/cm^2 , y en las mallas de alambres electrosoldados la resistencia cedente especificada no excederá de 5600 kgf/cm^2 .

11.4.3 Diseño del acero de refuerzo por corte

Se diseñará el acero de refuerzo por corte cuando $V_u > 0,5 \phi V_c$, excepto en los siguientes casos: losas o placas; zapatas de fundación; sistemas de piso nervados definidos en el Artículo 8.10; y las vigas vaciadas conjuntamente con las losas, cuando sus alturas no exceden la mitad de la anchura del alma, ni 25 cm, ni 2,5 veces el espesor del ala de la viga.

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

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

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

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

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

Área de Refuerzo Transversal				
Tipo de Refuerzo, A_v		$V_u \leq 0,5 \phi V_c$	$\phi V_c \geq V_u > 0,5 \phi V_c$	$V_u > \phi V_c$
a.- Estribos perpendiculares al eje del miembro.		No se exige para el Nivel de Diseño. ND1	Fórmula (11-9): $0,20\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq 3,5 \frac{b_w s}{f_y}$	Fórmula (11-10): $\frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y d}$
b.- Estribos Inclinaados.				Fórmula (11-11): $\frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) d}$
c.- Barras o grupos de barras dobladas en paralelo, separadas o en contacto. 1) Dobladadas a la misma distancia de los apoyos.				Fórmula (11-12): $\frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y \text{sen} \alpha}$ $\leq 0,79\sqrt{f'_c} b_w d$
2) Dobladadas a diferentes distancias de los apoyos.				Fórmula (11-11): $\frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) d}$
Separación, s		$V_u \leq 0,5 \phi V_c$	$\phi V_c \geq V_u > 0,5 \phi V_c$	$V_u > \phi V_c$
Estribos perpendiculares al eje del miembro	Requerida	No se exige para el Nivel de Diseño ND1	Fórmula (11-13): $\frac{5A_v f_y}{b_w \sqrt{f'_c}} \leq \frac{A_v f_y}{3,5b_w}$	Fórmula (11-14): $\frac{A_v f_y d}{V_s}$
	Máxima		$0,5d \leq 60\text{cm}$	Quando $(V_u - \phi V_c)$: $\leq 1,06 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$ $s = 0,5d \leq 60\text{cm}$ $> 1,06 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$ $s = 0,25d \leq 30\text{cm}$
Nota : $\phi V_s = (V_u - \phi V_c)$; b_w y s se expresan en cm				

11.5 TORSIÓN

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

$$T_{cr} = \phi 0,265\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (11-15)$$

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

$$T_{cr} = \phi 0,265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{1,06 \sqrt{f'_c} A}} \quad (11-16)$$

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

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

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

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

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

donde, f_{yv} es la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo transversal.

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

11.5.1 Momento torsor mayorado

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

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

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

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

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

cuando se consideren fuerzas axiales, de compresión o tracción

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

11.5.2 Dimensiones de la sección resistente a torsión

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

a. Para secciones sólidas

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,12 \sqrt{f'_c} \right)$$

(11-21)

b. Para secciones huecas

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2,12 \sqrt{f'_c} \right)$$

(11-22)

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

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

11.5.3 Acero de refuerzo por torsión

11.5.3.1 Tipos de refuerzo

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

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

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

11.5.3.2 Acero de refuerzo transversal

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

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

11.5.3.3 Acero de refuerzo longitudinal

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

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

donde, f_{yl} = Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo longitudinal.

θ = Valor usado en la ecuación (11-18).

A_t / s = Valor calculado con la ecuación (11-18).

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

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

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

11.5.4 Detallado del acero de refuerzo por torsión

11.5.4.1 Acero de refuerzo transversal

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

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

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

El acero de refuerzo transversal por torsión será anclado de una de las siguientes maneras: a) por un gancho estándar de 135° alrededor de una barra longitudinal, o b) de acuerdo con la Sección 12.4.2, en aquellas zonas donde el concreto de recubrimiento del anclaje está restringido contra el desprendimiento, por un ala, una losa o un miembro similar, como se indica en la Figura H-11.5.4.1.

11.5.4.2 Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal requerido por torsión se distribuirá alrededor del perímetro del estribo cerrado con una separación máxima de 30 cm. Las barras longitudinales se ubicarán dentro de los estribos. En cada una de las esquinas de los estribos se colocará como mínimo una barra longitudinal. El diámetro de las barras no será menor que 0,042 veces de la separación de los estribos ni menor que el No. 3. El acero de refuerzo longitudinal por torsión se anclará en ambos extremos del miembro.

11.6 CORTE POR FRICCIÓN

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

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

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

11.6.1 Resistencia de diseño

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

Aceros de refuerzos perpendiculares al plano de corte.

$$a. \quad V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (11-26)$$

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

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \text{ sen } \alpha_f + \text{cos } \alpha_f) \quad (11-27)$$

En ambas ecuaciones μ es el coeficiente de fricción dado en la Sección 11.6.2, α_f es el ángulo entre el acero de refuerzo de corte por fricción y el plano de corte, y la tensión cedente f_y debe cumplir con la Sección 11.4.2.

El acero de refuerzo por corte por fricción estará apropiadamente distribuido a través de la fisura supuesta y se anclará a ambos lados de la misma mediante prolongaciones, ganchos o soldaduras a dispositivos especiales para desarrollar la resistencia cedente especificada.

Para la transferencia de corte entre concreto y el acero de los conectores con cabeza o espárragos, o las barras de refuerzo soldadas, la superficie de acero debe estar limpia y sin pintura.

11.6.2 Coeficientes de fricción

El coeficiente de fricción a ser usado en las ecuaciones (11-26) y (11-27) tendrá los valores de la Tabla 11.6.2.a Véase en la Tabla 11.6.2.b el correspondiente valor de λ .

Cuando el concreto se vacía contra otro previamente endurecido, la superficie de contacto para transferir corte estará limpia y libre de lechada. Cuando se supone que μ es igual a 1.0 λ , la superficie de contacto debe tener rugosidades de aproximadamente 6 mm de altura.

TABLA 11.6.2.a VALOR DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN, μ

Condición Local del Concreto	μ
Concreto vaciado en forma continua, sin juntas	1,4 λ
Concreto vaciado sobre concreto endurecido, cuya superficie tenga rugosidades hechas intencionalmente tal como se especifica en la Sección 11.6.2	1,0 λ
Concreto vaciado contra concreto endurecido sin que sus superficies se hayan hecho intencionalmente rugosas	0,6 λ
Concreto anclado a perfiles de acero estructural por medio de espárragos de anclaje o por barras de refuerzo (véase la Sección 11.6.1)	0,7 λ

TABLA 11.6.2.b VALORES DEL FACTOR DE CORRECCIÓN λ

Tipo de Concreto	λ
Concreto con agregado de peso normal.	1,00
Concreto con agregado liviano*	
Liviano con arena	0,85
Totalmente liviano	0,75
* Para reemplazo parcial del agregado liviano, interpolar linealmente.	

11.7 REQUISITOS ESPECIALES PARA VIGAS-PARED

Este Artículo se aplicará a las vigas cuya luz libre entre apoyos L_n sea menor que 4 veces su altura total, h , o en aquellas regiones de vigas apoyadas con cargas concentradas comprendidas en una longitud igual al doble de la altura total medida desde la cara cargada del apoyo, de manera que pueda desarrollarse el puntal de compresión entre las cargas y los apoyos. Véase la Subsección 12.4.1.4.

Las vigas pared podrán diseñarse usando un análisis no lineal según lo especifica la Subsección 10.3.2.4 o el Anexo A.

La resistencia al corte V_n , para vigas-pared no será mayor que $2,65 \sqrt{f'_c} b_w d$.

El área del acero de refuerzo por corte perpendicular a la luz del tramo, A_v , no será menor que $0,0025b_w s$, y s no excederá de $d/5$ ni a 30 cm.

El área del acero de refuerzo por corte paralelo a la luz del tramo, A_{vh} , no será menor que $0,0015b_w s_2$, y s_2 no excederá de $d/5$ ni a 30 cm.

Se podrá calcular el acero de refuerzo de acuerdo con el Anexo A.3.2.1 en lugar de usar los aceros de refuerzos mínimos, A_v y A_{vh} , especificados anteriormente.

11.8 REQUISITOS ESPECIALES PARA MÉNSULAS, CONSOLAS Y SOPORTES SIMILARES

11.8.1 Métodos de análisis

Las ménsulas y soportes se diseñarán según el presente Artículo cuando se cumplan las siguientes condiciones: a) La razón entre la luz de corte, a , y su altura útil, d , es $a/d \leq 1$, y b) están solicitadas por una fuerza de tracción horizontal, N_{uc} , menor que V_u . Las ménsulas y soportes con razón $a/d \leq 2$ se podrán diseñar según el Método de las bielas, del Anexo A de esta Norma. En todos los cálculos de las ménsulas y

soportes diseñados según el presente Artículo, se usará como factor de minoración de las resistencias, $\phi = 0,75$.

La distancia d , se medirá en la sección ubicada en la cara del apoyo, y la altura de la ménsula medida en la sección que pasa por el borde exterior del área cargada no será menor de $0,50 d$.

El área cargada de la ménsula o soporte no podrá proyectarse más allá de la porción donde se localiza el acero de refuerzo principal a tracción, A_s , ni de la proyección de la cara interior de la barra transversal de anclaje cuando ésta exista.

La fuerza de tracción N_{uc} , se considerará como carga variable cuando la tracción sea ocasionada por: la fluencia, la retracción, o los cambios de temperatura.

11.8.2 Resistencia al corte

La resistencia teórica al corte para el concreto V_n será el menor valor entre las siguientes ecuaciones para el tipo de concreto especificado:

Para concretos de peso normal:

$$V_n = 0,2 f'_c b_w d \quad (11-28a)$$

$$V_n = 56 b_w d \quad (11-28b)$$

Para concretos totalmente livianos o concretos livianos con arena:

$$V_n = (0,2 - 0,07 a / d) f'_c b_w d \quad (11-29a)$$

$$V_n = (56 - 20 a / d) b_w d \quad (11-29b)$$

11.8.3 Aceros de refuerzo

El diseño del acero de refuerzo por corte por fricción, A_{vf} , para resistir el corte V_u cumplirá el Artículo 11.6.

El acero de refuerzo A_f , requerido para resistir el momento $(V_u a + N_{uc} (h - d))$, se calculará de conformidad con las hipótesis y principios del Artículo 10.2. La sección en la cara del soporte debe diseñarse para que resista simultáneamente con el corte V_u , el momento $(V_u a + N_{uc} (h - d))$, y la fuerza horizontal de tracción N_{uc} .

El acero de refuerzo A_n , requerido para resistir la fuerza de tracción N_{uc} , se calculará con la ecuación (11-30), donde $N_{uc} \geq 0,2 V_u$, a menos que se tomen provisiones especiales que eviten la presencia de fuerzas de tracción.

$$N_{uc} \leq \phi A_n f_y \quad (11-30)$$

El acero de refuerzo en tracción por flexión, A_s , será igual o mayor que el mayor valor que resulte entre $(A_f + A_n)$ y $(0,75 A_{vf} + A_n)$. La cuantía geométrica ρ , debe ser por lo menos igual a:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,04 \frac{f'_c}{f_y} \quad (11-31)$$

El acero de refuerzo principal traccionado A_s , debe anclarse en la cara exterior de la ménsula o soporte ya sea por:

- Soldadura estructural a una barra transversal de igual o mayor diámetro. La soldadura debe permitir que todas las barras desarrollen su resistencia cedente especificada, f_y .
- Doblando las barras hasta formar un enlace horizontal.
- Otros medios que suministren un anclaje efectivo.

Los estribos cerrados o ligaduras paralelas a A_s , con un área total A_h mayor que $0,5(A_s - A_n)$, será distribuida uniformemente dentro de los $\frac{2}{3}$ de la altura efectiva del apoyo o ménsula adyacente a A_s .

11.9 REQUISITOS ESPECIALES PARA LOSAS, PLACAS Y ZAPATAS

El diseño por corte en la proximidad de las columnas de las losas, placas y zapatas de fundación y en las zonas solicitadas por cargas concentradas o reacciones, tomará en cuenta la más severa de las siguientes condiciones:

a. Por flexión unidireccional

Suponiendo flexión en una dirección, la sección crítica a ser investigada se ubicará a una distancia **d** de las caras de la columna, pedestal, o borde del área cargada, extendiéndose en un plano a través de toda la anchura y se diseñará según los Artículos 11.1 a 11.4.

b. Por punzonamiento

Suponiendo flexión en dos direcciones, la sección crítica a ser investigada estará localizada en un plano perpendicular al plano de la losa o zapata, de manera que su perímetro **b_o** sea mínimo, sin que la distancia a la cara del pedestal o columna o de la zona cargada sea menor que **0,5d** en:

1. Lados o esquinas de columnas, cargas concentradas, o áreas de apoyos, o;
2. Cambios en el espesor de las placas tales como capiteles o ábacos.

En columnas cuadradas o rectangulares, o en áreas cargadas, las secciones críticas pueden reducirse a cuatro lados rectos.

11.9.1 Resistencia al corte

El diseño de losas, placas o zapatas con flexión en dos direcciones se basará en las ecuaciones (11-1) y (11-2).

La resistencia al corte **V_n**, se calculará por la ecuación (11-2), en la cual el corte asignado al concreto **V_c**, se calculará de acuerdo con la Sección 11.9.2. La resistencia del refuerzo por corte **V_s**, se calculará de acuerdo con la Sección 11.9.3.

En las losas con perfiles estructurales de acero, **V_n**, se calcularán de acuerdo con la Sección 11.9.4. Cuando el diseño incorpore parrillas, la resistencia al corte **V_n**, en la sección crítica definida por flexión unidireccional en el Artículo 11.9 no será mayor que $1,85 \sqrt{f'_c} b_o d$.

11.9.2 Resistencia del concreto al corte**11.9.2.1** Losas, placas y zapatas de fundación no reforzadas por corte

En las losas, placas y zapatas de fundación sin acero de refuerzo por corte, la resistencia del concreto al corte, **V_c**, será el menor valor entre las siguientes:

$$\mathbf{a.} \quad \mathbf{V_c} = \left(0,53 + \frac{1,06}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad \mathbf{(11-32)}$$

donde **β_c**, es la razón de dividir el lado largo entre el lado corto de la columna o pedestal, área de carga concentrada o de reacciones.

$$\mathbf{b.} \quad \mathbf{V_c} = (0,53 + \alpha_s d/b_o) \sqrt{f'_c} b_o d \quad \mathbf{(11-33)}$$

donde **α_s**, es un factor que depende de la ubicación de la columna:

Columnas interiores, **α_s** = 10,6

Columnas laterales, **α_s** = 8,0

Columnas de esquinas, **α_s** = 5,3

$$\mathbf{c.} \quad \mathbf{V_c} = 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \mathbf{(11-34)}$$

11.9.2.2 Losas, placas y zapatas de fundación reforzadas por corte

En las losas, placas y zapatas de fundación con acero de refuerzo por corte, la resistencia del concreto al corte, **V_c**, no excederá de $0,53 \sqrt{f'_c} b_o d$ y la resistencia teórica al corte **V_n**, no será mayor que $1,60 \sqrt{f'_c} b_o d$.

11.9.3 Acero de refuerzo por corte

El acero de refuerzo por corte en las losas y zapatas con una altura efectiva **d** ≥ 15 cm, pero no menor que 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo, consistirá de barras, estribos o malla de alambres electrosoldados.

El área del acero de refuerzo por corte, A_v , calculada con la ecuación (11-10) es el área de todas las ramas de refuerzo en una línea perimetral que es geoméricamente similar al perímetro de la sección de la columna. La distancia entre la cara de la columna y la primera rama de estribos que circundan la columna será menor o igual que $0,5 d$. La separación entre las ramas de estribos en la primera línea del acero de refuerzo por corte no excederá a $2d$ medidos en dirección paralela a la cara de la columna; igual separación en la dirección perpendicular a la cara de la columna se mantendrá entre las sucesivas ramas del acero de refuerzo por corte.

El acero de refuerzo por corte en las losas cumplirá los requisitos de anclajes del Artículo 12.4 y arristrarán el acero de refuerzo longitudinal a flexión en la dirección considerada.

11.9.4 Parrilla de perfiles estructurales como refuerzo por corte

Podrán utilizarse como acero de refuerzos por corte en losas, las retículas o parrillas hechas de perfiles estructurales doble te o canal podrán usarse como refuerzo por corte en losas. Las disposiciones de esta Sección se donde el corte producido por las solicitaciones gravitacionales se transfiera a los apoyos de las columnas interiores. Para la transferencia de momentos a las columnas se aplicará la Sección 11.9.6

11.9.4.1 Dimensiones de las parrillas

Para resistir corte, cada parrilla consistirá de perfiles de acero unidos con soldadura de penetración total formando cuatro brazos idénticos en ángulo recto. Los brazos de la parrilla serán continuos en la sección de la columna. Los extremos de cada brazo de la parrilla pueden cortarse en un ángulo no menor de 30° con respecto a la horizontal, siempre que el momento plástico resistente de la sección variable sea adecuado para resistir la fuerza de corte atribuida a ese brazo de la parrilla.

La altura de las parrillas no excederá de 70 veces al espesor del alma del perfil de acero. Las alas comprimidas de los perfiles de acero se ubicarán dentro del espesor $0,3d$ medido a partir de la superficie comprimida de la placa.

La razón α_v entre la rigidez de cada brazo de la parrilla y la de la sección máxima fisurada de la losa o placa mixta que lo rodea de anchura $(c_2 + d)$, no será menor que $\alpha_v = 0,15$ donde c_2 es la dimensión de una columna, capitel, mensula rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz en la cual se determinan los momentos, cm.

11.9.4.2 Sección crítica

La sección crítica por corte de la placa será perpendicular al plano de la misma y atravesará cada brazo de la parrilla a una distancia $0,75(L_v - 0,5 c_1)$, medida desde la cara de la columna hasta el extremo del brazo. La sección crítica se ubicara de modo que su perímetro b_o sea mínimo, pero sin que quede a menos de $0,5d$ del perímetro de la sección de la columna definido por flexión unidireccional en el acápite 2(a) del Artículo 11.9.

En esta sección crítica la resistencia al corte será: $V_n < 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d$

y cuando se refuerce con parrillas: $V_n < 1,85 \sqrt{f'_c} b_o d$.

11.9.4.3 Momento resistente de una parrilla

Se supondrá que la parrilla contribuye a cada franja de columna de la placa con una resistencia a momento M_v :

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta} (L_v - 0,5 c_1) \quad (11-35)$$

Se verificará que M_v , no resulte menor que:

- El 30% del total del momento mayorado que se requiere para cada franja de columna de la placa.
- El incremento en el momento de la franja de columna en una longitud L_v .
- El momento plástico resistente M_p que se requiere para cada brazo de la parrilla.

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi\eta} [h_v + \alpha_v (L_v - 0,5 c_1)] \quad (11-36)$$

Cuando no se considere el desbalance de los momentos, la parrilla debe anclarse adecuadamente de manera que pueda transmitirse M_p a la columna.

En las ecuaciones (11-35) y (11-36)

α_v = Relación entre la rigidez del brazo de la parrilla a la sección de la losa o placa mixta que lo rodea. Véase la Subsección 11.9.4.1.

ϕ = Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión.

η = Número de brazos.

h_v = Altura de los perfiles que forman la parrilla.

L_v = Longitud real del brazo de la parrilla.

c_1 = Dimensión de una columna, capitel o ménsula, rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz en la cual se determinan los momentos, en cm.

11.9.5 Aberturas en losas y placas

Cuando en las losas o placas hay aberturas ubicadas a una distancia menor de 10 veces su espesor, medida desde el borde del área cargada, o cuando las aberturas estén localizadas dentro de las franjas de columnas, tal como se definen en la Sección 13.2.1, la sección crítica de la placa para corte que se define en Artículo 11.9 y en la Subsección 11.9.4.2, se modificará como sigue:

a. Para placas sin parrilla para resistir corte

Se considerará inefectiva aquella parte del perímetro de la sección crítica que está comprendida entre las semirrectas que parten del baricentro del área cargada y son tangentes a los contornos de las aberturas.

b. Para placas con parrillas para resistir corte

La parte inefectiva del perímetro será la mitad de la definida en a.

11.9.6 Transferencias de momentos en las conexiones placa-columna

En el diseño del acero de refuerzo transversal de las columnas se tomará en cuenta el corte resultante de la transferencia de momentos de las vigas debidos a las acciones de cargas gravitacionales, viento, sismo u otras acciones laterales.

Cuando excepcionalmente en las Zonas Sísmicas 1 y 2, con ND1 se utilicen sistemas que formen parte del sistema resistente a sismos con losas o placas sin vigas, las cargas por gravedad, viento, sísmica u otras acciones laterales que impliquen la transmisión del momento M_u de la losa a la columna, se hará de la siguiente manera: la fracción $\gamma_f M_u$ se transferirá por flexión y el resto, $\gamma_v M_u$, se considerará que se transfiere por excentricidad del corte alrededor del baricentro de la sección crítica definida en el Artículo 11.9. Se supondrán que las tensiones de corte que resultan de esta transferencia de momento por excentricidad de la fuerza cortante varían linealmente alrededor del baricentro de la sección crítica definida en el Artículo 11.9.

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (11-37a)$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + 0,67 \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (11-37b)$$

La anchura b_1 de la sección crítica por punzonamiento, definida en el Artículo 11.9, se medirá en la dirección del tramo en el cual actúa el momento que se está determinando. La anchura b_2 , se medirá perpendicularmente a b_1 .

La máxima tensión debida la fuerza de corte y momento mayorados no excederá de los siguientes valores de ϕv_n :

a. Para miembros sin acero de refuerzo de corte

$$\phi v_n = \phi V_c / (b_o d) \quad (11-38)$$

donde V_c se define en la Sección 11.9.2.

b. Para miembros con acero de refuerzo por corte diferente a las parrillas

$$\phi v_n = \phi (V_c + V_s) / (b_o d) \quad (11-39)$$

donde V_c y V_s , son definidos en las Secciones 11.9.1 a 11.9.3. En el diseño de acero de refuerzo por corte se tomará en cuenta la variación de las tensiones de corte alrededor de la columna.

c. Parrillas como acero de refuerzo por corte

La suma de las tensiones por corte producidas por la carga vertical actuando sobre la sección crítica definida en la Subsección 11.9.4.2 y las tensiones por corte resultantes de la transferencia de momentos por excentricidad de corte alrededor del baricentro de la sección crítica definida en el Artículo 11.9 no excederá de $1,06 \phi \sqrt{f'_c}$.

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

Los nodos de los pórticos con Nivel de Diseño ND1, tendrán acero de refuerzo transversal no menor que el requerido por la ecuación (11-12) dentro de la columna, en una altura no menor que la altura menor de los miembros horizontales que se conectan al nodo. Se exceptúan de este requisito los nodos restringidos por las cuatro caras por vigas o losas de altura aproximadamente igual.

Para los nodos de pórticos con Nivel de Diseño ND2 o ND3, se aplicarán los Artículos 18.9 y 18.5, respectivamente.

CAPITULO 12 LONGITUDES DE TRANSFERENCIA

12.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán al diseño y detallado de las longitudes de transferencia de las tensiones de diseño en los miembros estructurales, que comprende la transferencia entre el acero de refuerzo (las longitudes de empalmes) y del acero al concreto (longitudes de anclajes del acero de refuerzo). El detallado y los empalmes del acero de refuerzo de los miembros con Nivel de Diseño ND2 o ND3, cumplirán adicionalmente con los requisitos del Capítulo 18, en particular las Secciones 18.2.3 (Empalmes) y 18.5.4 (Longitudes de anclaje del acero de refuerzo longitudinal).

En este Capítulo se adopta como valor de la tensión resistente del concreto al corte, $v_c = \sqrt{f'_c} \leq 26$ kgf/cm²

12.2 LONGITUD DE TRANSFERENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

En cualquier sección de los miembros de concreto reforzado, la tracción o compresión en el acero de refuerzo se transferirá a cada lado de dicha sección mediante prolongación del refuerzo o su anclaje mediante ganchos o dispositivos mecánicos, o una combinación de ambos. Los ganchos no se considerarán efectivos para transferir compresión.

12.2.1 Acero de refuerzo en tracción

La longitud de transferencia de la tensión de diseño, L_d , en términos del diámetro de la barra con resaltes o del alambre con resaltes de las mallas electrosoldadas solicitadas a tracción, se calculará con la ecuación general (12-1) o mediante las ecuaciones particulares de la Tabla 12.2.1a; en cualquier caso $L_d \geq 30$ cm. Los factores de las ecuaciones (12-1), (12-3) y (12-4) se suministran en la Tabla 12.2.1b.

La longitud de transferencia L_d , para las barras con resaltes así como para los alambres con resaltes de las mallas electrosoldadas será:

$$L_d = \left[0,283 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\frac{c_d + K_{tr}}{d_b}} \right] d_b \quad (12-1)$$

con las siguientes limitaciones:

$$\alpha \beta < 1,7 \quad \frac{c_d + K_{tr}}{d_b} \leq 2,5$$

El índice del acero de refuerzo transversal K_{tr} , se calculará con la ecuación (12-2), pero de manera simplificada se permitirá usar el valor de $K_{tr} = 0$, aún cuando esté presente el acero de refuerzo transversal.

$$K_{tr} = \frac{0,01A_{tr}f_{yt}}{s n} \quad (12-2)$$

En las ecuaciones (12-1) y (12-2):

A_{tr} = Área total del acero de refuerzo transversal contenido en una sección de concreto que está dentro de la separación **s** y que atraviesa el plano potencial de falla del acero de transferencia, en cm².

c_d = El menor valor entre el recubrimiento y la separación del acero de refuerzo; véase la Tabla 12.2.1b

n = Número de barras o alambres que transfiere sus tensiones.

α, β, γ, λ = Factores de modificación de la longitud de transferencia, dados en la Tabla 12.2.1b.

TABLA 12.2.1a LONGITUDES DE TRANSFERENCIA DE TENSIONES

REQUISITOS	BARRAS CON RESALTES
La separación libre entre las barras ancladas en el concreto o empalmadas no será menor que la obtenida al aplicar uno de los dos grupos de condiciones siguientes:	

<p>a. El mayor diámetro de la barra, d_b; el recubrimiento de protección pero no menor al diámetro de la barra; o la separación entre los estribos o ligaduras dispuestos en la longitud de transferencia L_d, y que cumplen con los requisitos mínimos especificados en esta Norma.</p> <p>b. Mayor que $2 d_b$; el recubrimiento de protección pero no menor al diámetro de la barra d_b</p>	<p>Fórmula (12-3):</p> $L_d = \left(\frac{0,192 f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
<p>Cuando no se cumplan los requisitos precedentes</p>	<p>Fórmula (12-4):</p> $L_d = \left(\frac{0,288 f_y \alpha \beta \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
<p>En las ecuaciones (12-3) y (12-4), se ignora el factor del tamaño de las barras, γ, y debe cumplirse con la condición : $\alpha \beta < 1,7$</p>	

TABLA 12.2.1b FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LA LONGITUD DE TRANSFERENCIA DE TENSIONES

FACTOR DE MODIFICACIÓN	MULTIPLICADOR
<p>Factor de ubicación del refuerzo, α.</p> <p>Barras horizontales colocadas de tal manera que por debajo de la longitud de transferencia o de empalme se asegure el vaciado de 30 cm o más de concreto fresco.</p> <p>Para los otros casos.</p>	<p>$\alpha = 1,3$</p> <p>$\alpha = 1,0$</p>
<p>Factor de recubrimiento del refuerzo, β.</p> <p>Barras recubiertos de material epóxico con recubrimiento de concreto no menor que $3d_b$ o la separación libre menor que $6d_b$</p> <p>Otras barras recubiertos de material epóxico.</p> <p>Barras no recubiertas</p>	<p>$\beta = 1,5$</p> <p>$\beta = 2,0$</p> <p>$\beta = 1,0$</p>
<p>Factor del tamaño de la barra con resalto, γ</p> <p>Barras No. 6 (20M) o menores.</p> <p>Barras No. 7 y mayores.</p>	<p>$\gamma = 0,8$</p> <p>$\gamma = 1,0$</p>
<p>Factor por el peso del concreto, λ</p> <p>a. Concreto con agregado de peso normal</p> <p>b. Concreto con agregado liviano</p> <p>Cuando se especifica f_{ct}</p>	<p>$\lambda = 1,0$</p> <p>$\lambda = 1,3$</p> <p>$\lambda = 1,8 \sqrt{f'_c} / f_{ct} \geq 1,0$</p>
<p>Separación o recubrimiento, c_d</p>	<p>El menor valor entre:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. La distancia del centro de la barra a la superficie más cercana del concreto, c_d; 2. La mitad de la separación centro a centro de las barras que se anclan, s.

Acero de refuerzo en un miembro a flexión	
Este multiplicador no se aplicará a la longitud de transferencia, cuando para desarrollar la tensión cedente f_y se requiera longitud de transferencia o de anclaje, o cuando se trate del acero de refuerzo en estructuras con Nivel de Diseño ND2 o ND3 según el Capítulo 18.	$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ colocado}} \leq 1,0$

12.2.1.1 Longitud de transferencia de tensión en grupo de barras

La longitud de transferencia de las barras individuales de un grupo, solicitadas a tracción o a compresión, será la de una barra individual incrementada en: 15% para grupos de dos barras, 20% para grupos de 3 barras y 33% para grupos de hasta 4 barras en el Nivel de Diseño ND1. Véase Subsección 7.2.3.2

Para determinar los factores de modificación apropiados, contemplados en el Artículo 12.2, la unidad de un grupo de barras será tratada como una simple barra de un diámetro derivado del área total equivalente.

12.2.1.2 Mallas de alambres con resaltes electrosoldados

La longitud de transferencia L_d , de las mallas de alambres con resaltes electrosoldados, medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, se calculará como el producto de la longitud de transferencia L_d multiplicada por el factor de modificación λ aplicable, según se establece en la Sección 12.2.1. Se permitirá reducir la longitud de transferencia cuando el acero colocado es mayor que el requerido, según se establece en la Tabla 12.2.1b pero L_d no será menor de 20 cm, excepto cuando se calculen los empalmes por solapes según la Subsección 12.3.1.3

Para mallas de alambres con resaltes electrosoldados, con un alambre transversal como mínimo dentro de la longitud de transferencia y a menos de 5 cm del punto de la sección crítica, el factor de modificación para la longitud de transferencia de las mallas de alambres electrosoldados, λ , será el mayor valor entre:

$$(f_y - 2460) / f_y \leq 1,0 \text{ y } 5d_b/s_w \leq 1,0$$

Para mallas de alambres con resaltes electrosoldados, sin alambres transversales dentro de la longitud de transferencia o con un alambre a menos de 5 cm de la sección crítica, el factor de modificación de mallas electrosoldadas λ será tomado como 1,0 y la longitud de transferencia se determinará como si se tratase de un alambre con resalto. También se permitirá tomar el factor de recubrimiento $\beta=1,0$ para alambres con recubrimiento epóxico.

12.2.1.3 Mallas de alambres lisos electrosoldados

Cuando excepcionalmente se permita el uso de mallas de alambres lisos, la tensión cedente para las mallas de alambres lisos electrosoldados se considerará transmitida mediante una franja que incluya dos alambres transversales, con el más cercano a no menos de 5 cm de la sección crítica. Sin embargo, la longitud de transferencia L_d medida desde la sección crítica al alambre transversal más alejado no será menor que:

$$L_d = \frac{A_w}{s_w} \left(\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \lambda \quad (12-5)$$

con el valor de λ dado en la Tabla 12.2.1b

L_d no será menor de 15 cm, excepto cuando el acero de refuerzo colocado es mayor que el requerido, tal como se define para los empalmes por solape en la Subsección 12.3.1.4

12.2.2 Acero de refuerzo en compresión

12.2.2.1 Barras con resaltes

La longitud de transferencia de tensiones para barras y alambres con resaltes en compresión, L_{dc} , se calculará con la ecuación (12-6) y el factor de modificación λ_c de la Tabla 12.2.2 aplicable, pero en ningún caso L_{dc} será menor que 20 cm.

$$L_{dc} = 0,075 d_b f_y / \sqrt{f'_c} \geq 0,004 d_b f_y \quad (12-6)$$

12.2.2.2 Longitud de transferencia de tensión en grupos de barras

La longitud de transferencia de las barras individuales solicitadas a compresión y que forman un grupo, cumplirá con lo especificado en la Subsección 12.2.1.1

12.2.2.3 Mallas de alambres lisos electrosoldados

Cuando excepcionalmente se permita el uso de mallas de alambres lisos, cumplirán con lo especificado en la Subsección 12.2.2.1

TABLA 12.2.2. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA LONGITUD DE TRANSFERENCIA EN COMPRESIÓN, L_{dc}

REQUISITOS	FACTOR DE MODIFICACIÓN λ_c
El área del acero de refuerzo excede los requeridos por el análisis estructural, excepto cuando el anclaje o el desarrollo de f_y sea requerido específicamente o en estructuras sismorresistentes con ND2 o ND3.	$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ colocado}} \leq 1,0$
Para aceros de refuerzos encerrados por zunchos y ligaduras no menor que 6 mm y con un paso menor que 10 cm o encerradas por estribos No. 4 (12M), conformes con la Sección 7.5.2, y separadas a una distancia, centro a centro, menor que 10 cm.	0,75

12.2.3 Acero de refuerzo en flexión

Las longitudes de transferencia de tensiones en acero de refuerzo en tracción pueden alcanzarse doblando el acero de refuerzo a través del alma a fin de anclarlo o hacerlo continuo con el acero de refuerzo del lado opuesto del miembro.

En los miembros solicitados a flexión, las secciones críticas para que el acero de refuerzo pueda desarrollar su capacidad resistente se localiza en los puntos de tensiones máximas y donde se interrumpen o doblan los aceros de refuerzo dentro del tramo, debiéndose cumplir las disposiciones en la Subsección 12.2.3.1.

Los aceros de refuerzo se prolongarán más allá de la sección en la cual ya no se requieren para resistir flexión, excepto en los extremos de miembros simplemente apoyados y en el extremo libre de los volados, una distancia igual a la altura útil del miembro ó $12 d_b$, la que sea mayor,

Los aceros de refuerzo en tracción que se continúan más allá de la sección donde se doblan o interrumpen por no requerirse más para resistir flexión, tendrán una prolongación no menor que la longitud de transferencia L_d .

Los aceros de refuerzo por flexión no se interrumpirán en la zona sometida a tracción, a menos que se satisfaga una de las siguientes condiciones:

- La fuerza cortante en el punto de interrupción no excede 2/3 de la resistencia al corte de los aceros de refuerzo del miembro.
- A lo largo de cada barra o alambre que se interrumpe se coloquen estribos con un área superior a la que se requiere por corte y torsión, dentro de una distancia desde el extremo igual a 3/4 de la altura útil del miembro. El exceso del área de estribos A_v , no será menor que $4,2b_w s / f_y$ y su separación s no excederá de $d / (8\beta_b)$, donde β_b es el resultado de dividir los aceros de refuerzo interrumpidos entre el área total de los aceros de refuerzo traccionados en esa sección.
- Para barras No. 11 (36M) y menores, cuando los aceros de refuerzo que continúan tengan un área igual al doble de los requeridas por flexión en el punto de interrupción y la fuerza cortante no exceda las 3/4 partes de la permitida.

En los miembros flexionados los aceros de refuerzo traccionados se anclarán adecuadamente, cuando las tensiones en los mismos no sean directamente proporcionales al momento, como ocurre en: las zapatas con superficies inclinadas, escalonadas o de sección variable; ménsulas, vigas pared, o miembros en los cuales los aceros de refuerzo traccionados no sean paralelas a la cara comprimida.

12.2.3.1 Aceros de refuerzo longitudinal para momentos positivos

a. Los aceros de refuerzo se prolongarán a lo largo de la cara del miembro hasta los apoyos. Para momentos positivos en miembros simplemente apoyados al menos una tercera parte de ellos para momentos positivos en miembros simplemente apoyados y una cuarta parte en miembros continuos. Tales aceros penetrarán dentro del apoyo al menos 15 cm.

b. Cuando un miembro flexionado sea parte del sistema resistente a cargas laterales, los aceros de refuerzo para resistir momentos positivos que deben prolongarse dentro del apoyo según el párrafo anterior se anclarán para desarrollar en la cara del apoyo la resistencia cedente especificada f_y . Cuando la viga termine en una columna, regirá la Sección 18.5.4.

c. Los aceros de refuerzo traccionados por momentos positivos se prolongará más allá del extremo simplemente apoyado o del punto de inflexión hasta la siguiente distancia:

$$L_d \leq L_a + (M_n/V_u) \quad (12-7)$$

donde:

L_a : En el apoyo, es la longitud embebida más allá del centro del apoyo; en el punto de inflexión debe limitarse a la altura útil del miembro o $12d_b$, el que sea mayor.

M_n : Es la resistencia teórica a flexión suponiendo que en la sección todos los aceros de refuerzo alcanzan la resistencia cedente especificada, f_y ;

V_u : Es la fuerza cortante mayorada en la sección;

El valor de M_n/V_u podrá incrementarse en un 30 por ciento cuando los aceros de refuerzo están en un apoyo comprimido. Cuando las barras en los apoyos simples se anclan mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente, no necesitan cumplir con la ecuación (12-7).

12.2.3.2 Aceros de refuerzo longitudinal para momentos negativos

Los aceros de refuerzo destinados a resistir los momentos negativos en los extremos de los miembros, se anclarán en o a través de los miembros que les sirven de apoyo mediante prolongación, ganchos o anclajes mecánicos. Cuando resistan momentos negativos dentro del tramo, se anclarán con una longitud igual a la altura útil del miembro ó $12d_b$, la que sea mayor, como se especifica en la Sección 12.2.3.

Al menos un tercio del total de los aceros de refuerzo en tracción colocados para resistir momentos negativos en un apoyo se prolongarán más allá del punto de inflexión a una distancia no menor que la altura útil del miembro, $12 d_b$, o 1/16 de la luz libre, la que sea mayor.

12.3 EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

Los empalmes se indicarán en los planos y especificaciones del proyecto estructural. Los miembros de los pórticos que forman parte del sistema resistente a sismos, se rigen por la Sección 18.2.3. Los muros estructurales cumplirán adicionalmente con el Capítulo 14 y las fundaciones con el Capítulo 15. Para las vigas pared regirá la Subsección 12.4.1.4

En la obra, los empalmes deben localizarse únicamente donde y como lo indiquen los planos y especificaciones del proyecto, y sólo se modificarán cuando lo autorice por escrito el Ingeniero Estructural responsable del proyecto.

Los empalmes se realizarán por solape, acción mecánica o soldadura, como se especifica a continuación:

a. Empalmes por solape

Los empalmes del acero de refuerzo deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del presente Artículo y la Sección 18.2.3.

No se empalmarán por solape barras mayores que No. 11 (36M) excepto cuando lo indique la Subsección 12.3.2.1 o se utilicen empalmes por acción mecánica.

En los miembros solicitados por flexión, las barras empalmadas por solapes que no estén en contacto, no deben separarse transversalmente más de $1/5$ de la longitud de solape requerida, ni más de 15 cm.

En los grupos de barras, los solapes se basarán en la longitud de los empalmes por solape requeridas para las barras individuales del grupo, incrementando la longitud de acuerdo con la Subsección 12.2.1.1. Los empalmes por solape de las barras individuales no deben coincidir en el mismo lugar.

b. Empalmes por acción mecánica

Los empalmes por acción mecánica cumplirán las restricciones impuestas en la Sección 18.2.3 y serán clasificados como **Tipo 1** y **Tipo 2**, de la forma siguiente:

1. Empalmes **Tipo 1**. Es todo empalme que por acción mecánica desarrolle, tanto en tracción como en compresión, al menos el 125 por ciento de la tensión cedente f_y de la barra, de conformidad con los requisitos de la Sección 3.6.1.

2. Empalmes **Tipo 2**. Son empalmes por acción mecánica que desarrollen la resistencia a tracción especificada de la barra empalmada.

c. Empalmes por soldadura

Con las excepciones indicadas en esta Norma, todas las soldaduras cumplirán con la Norma ANSI/AWS D1.4.

No se permite soldar al acero de refuerzo longitudinal requerido por diseño, estribos, ligaduras, insertos u otros elementos similares.

Los empalmes por soldadura realizados a temperatura ambiente en los aceros de refuerzo de calidad W especificados en la Norma Venezolana 316, y que deban resistir las acciones sísmicas además deben cumplir con los requisitos de este Capítulo, no podrán quedar ubicados a una distancia menor o igual que dos veces la altura del miembro medida de la cara de la viga o columna ni estar ubicadas en secciones donde es probable que la cedencia del acero de refuerzo ocurra como resultado de deformaciones inelásticas.

12.3.1 Empalmes solicitados por tracción

12.3.1.1 Barras y alambres con resaltes

La longitud mínima de empalme por solape en tracción será conforme a los requisitos de empalmes **Clases A** o **B**, definidos en la Tabla 12.3.1.

Empalme **Clase A**, $1,0 L_d > 30 \text{ cm}$.

Empalme **Clase B**, $1,3 L_d > 30 \text{ cm}$.

L_d es la longitud de transferencia a tracción requerida para desarrollar la resistencia cedente especificada f_y , según el Artículo 12.2 y sin aplicar el factor de modificación por exceso de acero, como se especifica en la Tabla 12.2.1b.

La longitud de empalme por solape de barras y alambres con resaltes de las mallas electrosoldadas solicitado por tracción, se hará de acuerdo con la Tabla 12.3.1.

TABLA 12.3.1 CLASIFICACIÓN DE LOS EMPALMES POR SOLAPE EN BARRAS Y ALAMBRES CON RESALTES SOLICITADOS A TRACCIÓN

Empalme Clase A	Empalme Clase B
En la ubicación del solape	
A_s colocado $\geq 2 A_s$ requerido	Todas las demás condiciones
A_s empalmado $\leq 50 \%$	

Cuando el área del acero de refuerzo en el empalme mecánico o soldado sea menor que dos veces la requerida por el análisis estructural, desarrollarán en tracción o compresión al menos 1,25 veces la resistencia cedente especificada, f_y , de la barra. Los empalmes mecánicos o soldados que no satisfagan este requisito, se permitirán sólo para el Nivel de Diseño ND1 con barras No. 5 (16M) y menores cuando cumplan con los siguientes requisitos:

- a. Los empalmes están escalonados y separados entre sí, al menos 60 cm.
- b. Al calcular las fuerzas en tracción que pueden desarrollarse en cada sección, la tensión del refuerzo empalmado es igual a la resistencia especificada del empalme, pero no mayor que f_y . Las tensiones en los refuerzos no empalmados serán f_y veces la relación: menor longitud embebida existente, dividida entre el valor L_d necesario para desarrollar la tensión cedente f_y .
- c. La fuerza total a tracción que puede ser desarrollada en cada sección es: i) al menos dos veces la requerida por análisis; y ii) al menos 1400 kgf/cm² multiplicado por el área total del refuerzo proporcionado.

12.3.1.2 Miembros de amarre o tirantes en tracción

Los empalmes por solapes en los miembros de amarre en tracción o tirantes serán hechos por medio de conexiones mecánicas o soldadas capaces de desarrollar al menos $1,25f_y$ de la barra. Los empalmes en las barras adyacentes estarán desplazados al menos 75 cm.

12.3.1.3 Mallas electrosoldadas de alambres con resaltes

La longitud mínima de solape para empalmes por solapes de mallas electrosoldadas de alambres con resaltes, medida entre los extremos de cada hoja de malla, será mayor que $1,3L_d$ pero no menor que 20 cm y el solape medido entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla será mayor que 5 cm. De acuerdo con la Subsección 12.2.1.2, la longitud de transferencia para la resistencia cedente especificada f_y es L_d .

Se consideran los siguientes casos especiales:

- a. Empalmes por solapes de mallas electrosoldadas de alambres con resaltes, sin alambre transversal dentro de la longitud de empalme se determinarán de manera similar a los alambres con resaltes.
- b. Cuando cualquier alambre liso esté presente en la malla de alambres electrosoldados en la dirección del empalme por solape o cuando el alambre con resalto deba empalmarse con un alambre liso. El empalme por solape se hará de acuerdo con la Subsección 12.3.1.4.

12.3.1.4 Malla electrosoldada de alambres lisos

La longitud mínima del solape para empalmes por solape de mallas de alambres lisos electrosoldados depende de la cuantía de acero en la zona de solape, según los siguientes casos:

- a. El área del acero de refuerzo colocado es menor a dos veces al requerido por análisis en la zona de empalme.
- b. El área del acero de refuerzo colocado es al menos el doble del requerido por análisis en la zona de empalme.

La longitud del solape medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, será mayor que una separación de estos alambres más 5 cm, pero no menor que $1,5 L_d$ ni 15 cm, siendo L_d la longitud de desarrollo para la resistencia cedente especificada, f_y , como se ha definido en la Subsección 12.2.1.3

12.3.2 Empalme por solape de barras con resaltes solicitadas a compresión

12.3.2.1 Barras con resaltes

La longitud de empalme por solape de las barras comprimidas no será menor que:

- a. Para acero de refuerzo con $f_y \leq 4200 \text{ kgf/cm}^2$: $7,14 \times 10^{-3} f_y d_b$

Para acero de refuerzo con $f_y > 4200 \text{ kgf/cm}^2$: $(0,013 f_y - 24) d_b$

- b. 30 cm.

Cuando excepcionalmente se justifique el uso de concretos con $f'_c < 210 \text{ kgf/cm}^2$, la longitud de empalme se incrementará en un tercio.

Cuando en una sección empalman barras comprimidas de diferentes diámetros por solape, la longitud de empalme será la longitud de transferencia de la barra de mayor diámetro, o la longitud de empalme de la

barra de menor diámetro. Las barras No. 14 (45M) y No. 18 (55M), se podrán empalmar por solape con barras No. 11 (36M) hasta barras No. 8 (25M).

12.3.2.2 Empalmes mecánicos o soldados

Los empalmes mecánicos y soldados en compresión desarrollarán al menos 1,25 veces la resistencia cedente especificada, f_y , de la barra.

12.3.2.3 Empalmes en apoyos extremos

En las barras que únicamente se requieren por compresión, ésta se podrá transmitir por apoyo directo en los cortes en ángulo recto, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con sus ejes dentro de una tolerancia de $\pm 5^\circ$, y se dispondrán dentro de una tolerancia de $\pm 3^\circ$ respecto al plano del contacto después de ensamblarse. Solamente se permitirán empalmes en los apoyos extremos de los miembros con reforzados transversalmente con zunchos, ligaduras o estribos.

12.3.2.4 Requisitos especiales para empalmes de columnas

A menos que los requisitos del Capítulo 18 sean más exigentes, en las columnas se podrán utilizar como empalmes, los siguientes: empalmes por solapes; empalmes mecánicos o empalmes soldados; empalmes en los apoyos de extremos.

Los empalmes por solape en columnas especificados en la Tabla 12.3.2.4 deben diseñarse para resistir todas las combinaciones de cargas empleadas en el proyecto de la columna.

TABLA 12.3.2.4 EMPALMES POR SOLAPE EN COLUMNAS

Localización de la sección de la columna en el diagrama N-M	Requisitos para los empalmes en cualquier sección de la columna
Todas las barras de la sección están comprimidas	Se usarán los empalmes en compresión de la Subsección 12.3.2.1 modificados por el siguiente factor de minoración de la longitud de empalme: a. En columnas comprimidas reforzadas transversalmente con ligaduras, donde éstas tengan un área efectiva mayor o igual que 0,0015 h s en toda la longitud del empalme por solape, la longitud del empalme se podrá multiplicar por 0,85 pero no será menor de 30 cm. La rama de la ligadura perpendicular a la dimensión h , se usará en la determinación del área efectiva; s , es la separación del refuerzo transversal medida a lo largo del eje longitudinal del miembro en cm. a. En columnas zunchadas comprimidas, la longitud del empalme por solape de las barras dentro del refuerzo helicoidal podrá multiplicarse por 0,75 pero la longitud de empalme no será menor de 30 cm.
Barras en el lado traccionado de la sección $f_s \leq 0,5 f_y$	a. Cuando más de la mitad del total de las barras longitudinales de la columna están empalmadas en la misma localización de la sección: Empalmes por solapes serán: Clase B ⁽¹⁾ b. Menos de la mitad del total de las barras longitudinales no están empalmadas y, además los empalmes por solapes para barras alternadas estén escalonados a una longitud mayor o igual a la longitud de transferencia L_d . Empalmes por solapes serán Clase A ⁽¹⁾
$f_s > 0,5 f_y$	Empalmes por solapes serán Clase B ⁽¹⁾
⁽¹⁾ Véase la Subsección 12.3.1.1.	

Los empalmes mecánicos o soldados en columnas serán capaces de desarrollar 1,25 veces la resistencia cedente especificada, f_y , de la barra.

Las barras empalmadas en los apoyos extremos de las columnas, que cumplan con la Subsección 12.3.2.3, podrán usarse como barras en las columnas comprimidas siempre que los empalmes estén escalonados o se coloquen barras adicionales en las zonas de empalmes. Las barras continuas en cada cara de la columna, tendrán una resistencia a la tracción basada en la resistencia cedente especificada f_y , mayor que 0,25 f_y veces el área del acero de refuerzo vertical en esa cara.

12.4 ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO

12.4.1 Anclaje del acero de refuerzo longitudinal

12.4.1.1 Longitud de anclaje para barras traccionadas

La longitud de anclaje mediante gancho estándar L_{dh} para barras con resaltes en tracción, se calculará con la ecuación (12-8), usando los factores de modificación aplicables. En todo caso $\lambda_{dh} L_{dh}$ no será menor que $8d_b$ ni 15 cm. El gancho estándar se define y especifica en la Sección 7.2.2.

$$L_{dh} = \left(\frac{0,075 f_y \beta \lambda_{dh}}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (12-8)$$

El factor β se especifica en la Sección 12.2.1, excepto que se usará $\beta=1,2$ para las barras con recubrimientos epóxicos. El factor de modificación λ_{dh} , se especifica en la Tabla 12.4.

TABLA 12.4 FACTOR DE MODIFICACIÓN λ_{dh} PARA LA LONGITUD DE ANCLAJE L_{dh}

BARRAS CON GANCHOS ESTÁNDAR	FACTOR DE MODIFICACIÓN λ_{dh}
1. Barra No. 11 (36M) y menores con ganchos Recubrimiento lateral del gancho no menor de 6.0 cm, y recubrimiento de la extensión del gancho de 90° recubrimiento no menor de 5 cm.	0,70
2. Barras No. 11 (36M) y menores con ganchos de 90° i) En la longitud de anclaje, L_{dh} , se disponen ligaduras o estribos con separación no mayor que tres veces el diámetro de la barra longitudinal. La separación entre la cara externa del gancho y el centro de la ligadura o estribo adyacente no será mayor que dos veces el diámetro de la barra longitudinal. ii) En la extensión del gancho, incluyendo el dobléz, se colocan ligaduras o estribos con separación no mayor que tres veces el diámetro de la barra. La separación entre la cara externa de la barra y el centro de la ligadura o estribo no será mayor que dos veces el diámetro de la barra longitudinal.	0,80
3. Barras No.11 (36M) y menores con ganchos de 180° En la longitud de anclaje, L_{dh} , se disponen ligaduras o estribos con separación no mayor que tres veces el diámetro de la barra longitudinal.	
4. El área del acero de refuerzo excede los requeridos por el análisis, excepto cuando el anclaje o el desarrollo de f_y sea específicamente requerido o en estructuras sismorresistentes con ND2 o ND3.	$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$

12.4.1.2 Anclajes mecánicos

Como anclaje podrá utilizarse cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar las resistencias de los aceros de refuerzo sin dañar el concreto. El ingeniero estructural debe incluir en la memoria descriptiva del proyecto, los criterios en que basó su escogencia del dispositivo recomendado. El fabricante del dispositivo está obligado a entregar al ingeniero estructural la información necesaria y suficiente para el proyecto y las indicaciones y contraindicaciones para el uso y la aplicación del dispositivo resultados de los ensayos que demuestren la idoneidad de dichos dispositivos mecánicos.

La longitud de transferencia del acero de refuerzo puede estar constituida por la combinación de un anclaje mecánico más la longitud adicional comprendida entre la sección crítica y el anclaje.

12.4.1.3 Longitud de anclaje en el extremo discontinuo del miembro

En las barras ancladas mediante ganchos en los extremos discontinuos de los miembros, y cuyos recubrimientos, tanto lateral como superior e inferior, sean menores que 6 cm, los ganchos de estas barras se confinarán mediante estribos cerrados o ligaduras con separación menor de $3d_b$, a lo largo de la longitud de anclaje. El primer estribo encerrará la porción doblada del gancho, dentro de $2d_b$ del extremo de la curva, donde d_b es el diámetro de la barra con gancho. En este caso no se aplicarán los factores de modificación de la Tabla 12.4 para el acápíte 2

En las barras comprimidas los ganchos no se considerarán efectivos para la longitud de transferencia del acero de refuerzo. Para satisfacer el detallado de los Niveles de Diseño ND3 y ND2, se utilizarán ganchos en barras solicitadas tanto en tracción como en compresión. Véase el Capítulo 18.

12.4.1.4 Vigas- pared

Los aceros de refuerzo a tracción por momentos positivos en las vigas pared simplemente apoyadas se anclarán de forma tal que en la cara de los apoyos desarrollen su resistencia cedente especificada, f_y en tracción, excepto si el diseño se realiza con el Anexo A. En este caso, los aceros de refuerzo se anclarán de acuerdo con el Artículo A.4.2.

En los apoyos interiores, los aceros de refuerzo por tracción de momentos positivos serán continuos o se solaparán con los aceros de las luces adyacentes. Los aceros de refuerzo por momentos negativos serán continuos con los aceros de refuerzo de las luces adyacentes.

12.4.2 Anclaje del acero de refuerzo transversal

Los aceros de refuerzo transversales de las vigas se colocarán tan cerca de las superficies comprimidas o traccionadas del miembro como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otros aceros de refuerzo.

Las barras longitudinales dobladas que actúan como acero de refuerzo por corte, se anclarán tal como se especifica para la longitud de transferencia en el Artículo 12.2 para aquella parte del acero de refuerzo que se requiere desarrolle f_y según la ecuación (11-13), siempre que se extiendan: a) dentro de una zona en tracción, el anclaje será continuo con el acero de refuerzo longitudinal y, b) dentro de una zona en compresión, serán ancladas más allá de la mitad de la altura del miembro.

PARTE 5 MIEMBROS O SISTEMAS ESTRUCTURALES

CAPÍTULO 13 PLACAS

13.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán al diseño de placas macizas y losas con reticulado celular que cumplan con los requisitos del Artículo 8.10 con o sin material de relleno entre los nervios, y placas de fundación.

Según la Norma Venezolana 1756 Edificaciones Sismorresistentes, en las Zonas Sísmicas 3 a 7, ambas inclusive, no se permiten sistemas aporticados con placas y losas sin vigas, o que todas las vigas sean planas del mismo espesor de las losas o placas. Véase la Sección 18.3.2.

Adicionalmente, las placas que transmitan las solicitaciones sísmicas cumplirán con los requisitos de los Artículos 18.1 y 18.6.

13.2 CRITERIOS GENERALES

13.2.1 Franja de columna

Para las losas nervadas, incluyendo el reticulado celular, la franja de columna comprende los nervios que llegan al capitel, uno de los cuales, al menos, debe pasar por la columna. La suma de las anchuras de los nervios que llegan al capitel debe ser al menos igual a la suma de las anchuras de los nervios, incluidos en la franja, que no llegan al capitel o a la columna.

13.2.2 Franja central

Para losas nervadas, incluyendo el reticulado celular, esta franja comprende las viguetas que no llegan al capitel.

13.2.3 Anchura de placa colaborante

Para construcciones monolíticas o totalmente compuestas según el Capítulo 16, una viga incluye a cada lado aquella parte de la losa que se extiende una distancia igual a la dimensión de la viga que sobresalga por encima o por debajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

13.2.4 Áreas de soporte efectivas

Cuando se trate de placas soportadas por muros o columnas, las dimensiones c_1 y c_2 , y la luz libre L_n , se basarán en el área de soporte efectiva. Cuando estén soportadas por columnas con capiteles, en el cálculo solo se considerará soporte efectivo aquella parte del capitel que sea interna al máximo cono o pirámide cuyas generatrices o caras forman un ángulo de 45° con el eje de la columna, y que pueda ser inscrito en dicho capitel.

13.2.5 Momento no balanceado

Es el momento transferido directamente de la losa o placa a la unión de la misma a la columna. Véase la Sección 11.9.6.

13.2.6 Espesores mínimos de placas

Los espesores mínimos de las placas deben cumplir con la Sección 9.6.3.

13.2.7 Distribución de las cargas variables

Cuando la carga variable no es mayor que el 75% de la carga permanente, o si su característica es tal que todos los paneles están cargados simultáneamente, los momentos máximos mayorados se pondrán calcular con la hipótesis de que la carga variable mayorada total actúa sobre todos los paneles.

Cuando las cargas variables no cumplen con las condiciones anteriores, el momento máximo positivo mayorado se calculará con el 75% de las cargas variables mayoradas en el panel considerado y en paneles

alternos, y se calculara el momento máximo negativo mayorado con el 75% de las cargas variables mayoradas en los dos paneles adyacentes al apoyo y el resto de los paneles descargados.

En ningún caso los momentos máximos mayorados, positivos o negativos, serán menores que los calculados con la hipótesis de carga variable mayorada total en todos los paneles.

13.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

13.3.1 Métodos de análisis

Las placas pueden analizarse mediante cualquier método de cálculo que satisfaga las condiciones de equilibrio estático y de compatibilidad geométrica, con tal que la resistencia de diseño en cualquier sección sea por lo menos igual a las solicitaciones definidas en los Artículos 9.2, 9.3, o el Anexo B siempre que se cumplan todas las disposiciones sobre el comportamiento en condiciones de servicio del Artículo 9.6.

Las placas, vigas y/o nervios, si los hay, se diseñarán con los momentos mayorados calculados en cada sección.

13.3.2 Apoyos

Cuando el eje de apoyos considerado es adyacente y paralelo al borde de la placa, L_2 se tomará como la distancia entre el borde de la placa y la línea media del panel, y el momento mayorado total se calculará para la franja de esa misma anchura.

13.3.3 Secciones críticas

A efectos de la ubicación de la sección crítica para momento negativo, las columnas de sección circular o poligonal regular serán tratadas como cuadradas, con la misma área A_T .

En los apoyos interiores, la sección crítica para los momentos mayorados estará ubicada en la cara del apoyo. Cuando se trate de una columna no estará a una distancia mayor que $0,175 L_1$ de centro de ésta.

13.3.4 Transferencia de cargas a columnas o muros

La transferencia de cargas de la placa a las columnas o muros, por corte y/o torsión, se regirá por la Sección 11.9.6.

13.4 ACERO DE REFUERZO

13.4.1 Disposiciones generales

En cada dirección de las placas o losas reticulares, el área del acero de refuerzo por flexión se calculará considerando los momentos mayorados en las secciones críticas, pero no será menor que lo dispuesto en los Artículos 7.7 (retracción y variación temperatura) y 10.3 (diseño por flexión).

La distancia centro a centro entre barras de refuerzo en las secciones críticas, no será mayor que dos veces el espesor de la placa, excepto en las nervadas o reticulares.

13.4.2 Aceros de refuerzo perpendiculares a los bordes discontinuos

Los aceros de refuerzo para los momentos positivos perpendiculares a un borde discontinuo se prolongarán hasta el extremo de la placa y se anclarán mediante ganchos o prolongaciones rectas de 15 cm como mínimo, dentro de una viga de borde, columna o muro.

Los aceros de refuerzo para momentos negativos perpendiculares en una viga de borde, muro ó columna a un borde discontinuo deben anclarse por medio de doblado, terminación en gancho o por alguna otra forma, según las disposiciones de la Sección 12.4.1, y de tal manera que los aceros de refuerzo pueda alcanzar su tensión cedente en la cara del apoyo.

Cuando el borde discontinuo de una placa no esté soportado por vigas de borde ni muros, o cuando la placa tenga un voladizo más allá del eje del apoyo, el acero de refuerzo podrá anclarse en la placa.

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

En placas con vigas que tengan un valor de $\alpha > 1.0$, se colocará acero de refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte superior como en la parte inferior, con arreglo a las disposiciones siguientes:

- a. Cuando las placas se calculen mediante un método de análisis elástico, el área del acero de refuerzo mínimo por unidad de anchura de placa, tanto superior como inferior, será el necesario para resistir un momento igual al máximo momento positivo mayorado por unidad de anchura.
- b. Cuando las placas se calculen mediante métodos de análisis basados en las líneas de rotura, el área del acero de refuerzo mínimo por unidad de anchura de placa en la capa inferior de las esquinas exteriores será igual a la mayor área del acero de refuerzo inferior, calculada para el panel, y el acero de refuerzo superior será el necesario para controlar la fisuración en la superficie superior de la placa.
- c. El momento se calculará con respecto a los dos ejes siguientes: (i) uno perpendicular a la diagonal desde la esquina, en la parte superior de la placa, y; (ii) otro respecto a un eje paralelo a la diagonal desde la esquina, en la parte inferior de la placa.
- d. Los aceros de refuerzo de esquina consistirán de barras colocadas en las capas superior e inferior de la placa, en cada dirección, y se colocarán dentro de un cuadrado de lado igual a $1/5$ de la luz larga.
- e. Los aceros de refuerzo de las esquinas se dispondrán en una banda paralela a la diagonal en la parte superior de la placa y en una banda perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la placa. Alternativamente, se colocará en dos capas paralelas a los lados de la placa tanto en la parte superior como en la inferior.

13.4.4 Detallado del acero de refuerzo en placas sin vigas

Cuando excepcionalmente en las Zonas Sísmicas 1 y 2 se proyecten sistemas que formen parte del sistema resistente a sismos, con placas y losas sin vigas, o que todas las vigas sean planas del mismo espesor de las losas o placas, se cumplirá con las Secciones 11.9.6, 13.5.1, las combinaciones del Capítulo 9 y los siguientes requisitos:

- a. La fracción $\gamma_f M_u$, definida por la ecuación (11-37b) de la Sección 11.9.6, será resistida por el acero de refuerzo colocado dentro de la anchura efectiva que esté comprendida entre líneas localizadas a $1/2$ veces el espesor de la losa o del ábaco ($1.5 h$), fuera de las caras opuestas de la columna o el capitel. La anchura efectiva de la losa para conexiones exteriores o de esquinas no se extenderá más allá de la cara de la columna a una distancia no mayor de C_t medida perpendicular a la luz del panel. No menos de la mitad del acero de refuerzo en los apoyos de la franja de columna se colocará en la anchura efectiva. No menos de un cuarto del acero de refuerzo superior en los apoyos de la franja de columna se continuará a lo largo de la luz.
- b. El acero de refuerzo inferior continuo en la franja de columna no será menor de un tercio del acero de refuerzo superior de los apoyos de la misma franja.
- c. No menos del acero de refuerzo inferior de la franja central y todo el refuerzo de la franja de columna en la mitad de la luz serán continuos y, de acuerdo con la Sección 13.4.3, deberán desarrollar su resistencia a la cedencia en la cara de los apoyos.
- d. En los extremos discontinuos de la losa todos los aceros de refuerzo, superiores e inferiores, transferirán sus tensiones a las caras de los apoyos de acuerdo con la Sección 13.4.3.
- e. En las secciones críticas de las columnas como se definen en el Artículo 11.9, el corte en las dos direcciones inducidos por las cargas gravitacionales mayoradas no excederá de $0,4\phi V_c$, donde V_c se calculará de acuerdo a la Sección 11.9.2.
- f. Se podrá ignorar este requisito cuando la contribución de las tensiones por corte en las dos direcciones, inducidas por sismo y transferidas por excentricidad de la fuerza cortante de acuerdo con la Sección 11.9.6 en el punto máximo de tensiones, no excede a la mitad de la tensión ϕv_n .

13.5 ABERTURAS EN PLACAS

Se podrán dejar aberturas en las placas de acuerdo con el presente Artículo, cuando: (i) sus dimensiones y ubicación no produzcan irregularidades en su rigidez, de acuerdo con el acápite 6.5.2.b.4 de la Norma Venezolana 1756, y; (ii) se demuestra mediante un análisis apropiado que la resistencia de diseño es por lo menos igual a las solicitaciones requeridas según los Artículos 9.2 y 9.3, incluido lo dispuesto sobre flechas máximas. Las secciones críticas por corte serán las definidas en la Sección 11.9.5.

13.5.1 Aberturas en placas sin vigas

Cuando se satisfagan los requisitos de la Sección 13.4.4 y no se efectúe el análisis especial requerido en el Artículo 13.5, las aberturas en las placas sin vigas están sujetas a las siguientes limitaciones:

- a.** En la intersección de dos franjas centrales pueden ubicarse aberturas de cualquier tamaño, con tal que se mantenga la cantidad total del acero de refuerzo requerido para el panel sin aberturas.
- b.** En el área de intersección de dos franjas de columna, puede ubicarse una abertura no mayor que $\frac{1}{8}$ de la anchura de la franja respectiva. En tal caso, se agregará a los lados de la abertura la misma cantidad de acero de refuerzo que el interrumpido.
- c.** En el área de intersección de una franja de columna con una franja central, puede ubicarse una abertura no mayor que $\frac{1}{4}$ de la anchura de la franja respectiva. En tal caso, a los lados de la abertura se agregará la misma cantidad del acero de refuerzo interrumpido.

CAPÍTULO 14 MUROS ESTRUCTURALES

14.1 ALCANCE

El diseño y detallado de los muros estructurales de concreto reforzado con Niveles de Diseño ND1 o ND3 solicitados en su plano se regirán por el presente Capítulo. Para las solicitaciones perpendiculares al plano del muro, el diseño para fuerzas cortantes se hará con las disposiciones para losas y placas del Artículo 11.9. En los casos de vigas que se conecten perpendicularmente al plano resistente de un muro, el nodo que se forma deberá cumplir con el acápite c de la Sección 18.4.2, y con los requisitos del Artículo 18.5.

Este Capítulo también se aplicará al diseño y detallado de los miembros de borde y dinteles o vigas de acoplamiento de los muros estructurales.

Los muros mixtos acero–concreto se contemplan en la Norma Venezolana 1618.

14.2 REQUISITOS GENERALES

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1 o ND3, cumplirán con estos requisitos generales. Todos aquellos muros que sean parte de sistemas estructurales analizados con ND2 según la Norma Venezolana 1756 serán diseñados de acuerdo al ND3 de la presente norma.

14.2.1 Dimensiones

El espesor mínimo de un muro estructural no será menor que la mayor de las siguientes dimensiones:

- a. 10 cm;
- b. El menor entre los valores que resulten de $L_n/25$ y $L_w/25$.

Donde L_n , es la altura libre del muro o segmento, y L_w , es la longitud del muro o del segmento considerado, medido en la dirección de la fuerza cortante.

A menos que el análisis estructural demuestre lo contrario, en el dimensionamiento de los muros se considerará que la longitud horizontal efectiva del muro para cada carga concentrada, no excederá la distancia centro a centro entre las cargas, ni la anchura del apoyo más cuatro veces el espesor del muro.

El espesor de los muros exteriores en sótanos no será menor de 20 cm. El espesor de muros divisorios no será menor de 10 cm, ni menor de $1/30$ de la distancia mínima entre los miembros que les proporcionan apoyo lateral.

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1 se podrán dimensionar para no requerir miembros de borde ni vigas de acoplamiento o dinteles. En los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3 que requieran miembros de borde, éstos podrán tener un espesor mayor que el espesor del alma del muro.

14.2.2 Arriostramiento lateral de los muros

Los muros deben anclarse a miembros o sistemas que los arriostren lateralmente, tales como: pisos, techos, columnas, contrafuertes, otros muros que los traben y el sistema de fundación.

En cada piso o techo soportado por muros, las vigas en el tope de los muros se diseñarán como miembros colectores. La anchura de estas vigas no será menor a la del muro y el acero de refuerzo del muro pasará a través de ellas.

14.2.3 Acoplamiento de muros

Un sistema de dos o más muros conectados por dinteles o vigas de acoplamiento, se considerará acoplado cuando la suma de los momentos flectores en la base de los muros sea menor que $1/3$ del momento de volcamiento del sistema de muros.

Los dinteles o vigas de acoplamiento de los muros con Nivel de Diseño ND3 cumplirán con lo dispuesto en el Artículo 14.4.

14.2.4 Fundación de los muros

Los muros estructurales serán preferiblemente continuos de fundación a techo, y se empotrarán y anclarán sobre fundaciones suficientemente rígidas. La transferencia de solicitaciones al sistema de fundación en la base del muro se hará de acuerdo con la Sección 15.4.6.

Con las restricciones impuestas en los Capítulos 6 y 12 de la Norma Venezolana 1756, las columnas o segmentos de muros que soporten muros discontinuos se reforzarán como se especifica en la Subsección 18.4.5.4.

14.2.5 Muros estructurales como sistema de fundación

Los muros estructurales diseñados como integrantes del sistema de fundaciones, cumplirán con los requisitos de los Artículos 10.2 a 10.5 en lo que respecta a los acero de refuerzo por flexión, superior e inferior. El diseño por corte cumplirá con el Capítulo 11. Las porciones de estos muros expuestos por encima del nivel del terreno, cumplirán con los requisitos del Capítulo 12 y la Sección 14.3.2.

14.2.6 Aberturas en los muros estructurales

Las dimensiones y disposición de las aberturas en los muros estructurales no deben constituir un plano de falla a través de las aberturas adyacentes, ni reducir la rigidez y la capacidad resistente del muro a corte o flexión, ni propiciar discontinuidades en el muro ni alguna de las irregularidades tipificadas por la Norma Venezolana 1756 Véase la Sección 14.5.1 y la Figura H-14.2.6.

En los muros estructurales con aberturas irregulares se podrá usar el Anexo A para evaluar las trayectorias de las fuerzas internas. El diseño debe asegurar que el acero de refuerzo por flexión del muro entrará en cedencia antes que el acero de refuerzo horizontal del muro.

Se dispondrán por lo menos dos barras No. 5 (16M) alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Estas barras deben extender más allá de las esquinas de las aberturas una longitud igual a la de transferencia, pero no menos de 60 cm.

14.2.7 Muros divisorios

Los muros divisorios sólo se permitirán en las zonas sísmicas de bajo riesgo, Zonas 1 y 2 según la Norma Venezolana 1756. Estos no forman parte del sistema resistente a cargas verticales pero que pueden estar solicitados por momentos y fuerzas cortantes. El espesor de los muros divisorios cumplirá con la Sección 14.2.1.

14.3 CRITERIOS DE DISEÑO

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1 o ND3 cumplirán con los requisitos del presente Artículo.

14.3.1 Diseño por corte

El diseño de la sección horizontal para resistir corte en el plano del muro estructural se hará con las ecuaciones (11-1) y (11-2). Las resistencias al corte asignadas al concreto, V_c , y al acero de refuerzo, V_s , se especifican para cada Nivel de Diseño.

Según el Artículo 9.4, Anexo B.3 y la aplicación del Anexo A, el factor de minoración de la resistencia teórica al corte será:

- a. Cuando se usen las solicitaciones del Capítulo 9
 - Para los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1, $\phi = 0,75$.
 - Para los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3, $\phi = 0,60$.
- b. Cuando se usen las solicitaciones del Anexo B
 - Para los muros estructurales con Nivel de Diseño ND1, $\phi = 0,85$.
 - Para los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3, $\phi = 0,60$.

14.3.1.1 Deslizamiento por corte

Las juntas de construcción y las zonas de formación de rótulas plásticas por flexión constituyen planos potenciales o vulnerables al deslizamiento por corte, deben cumplir con los requisitos del Artículo 11.6. Las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con el Artículo 6.5 y la superficie de contacto debe hacerse rugosa como se especifica en la Sección 11.6.2.

14.3.2 Acero de refuerzo

Los muros estructurales deben tener acero de refuerzo para resistir el corte en las dos direcciones ortogonales en el plano del muro. El acero de refuerzo dispuesto para la resistencia al corte debe ser continuo y distribuirse a través del plano de corte.

Cuando $V_u > 0,53 \sqrt{f'_c} A_{cv}$, el acero de refuerzo en cada dirección se colocará en por lo menos dos mallas paralelas a las caras del muro estructural.

Cuando en el alma del muro se dispongan dos mallas de refuerzo, en las zonas no confinadas se fijarán las mallas una a la otra mediante ligaduras de una rama, según la Sección 7.2.2, acápite 5., de manera alternada, tanto horizontal como verticalmente.

Cualquiera que sea el Nivel Diseño, todo refuerzo continuo en el muro estructural, en tracción o compresión, será anclado o empalmado de acuerdo con los requisitos para barras en tracción de la Sección 18.5.4.

14.3.3 Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos

Los muros estructurales o segmentos de los mismos solicitados por carga axial o momentos flectores o por sus combinaciones, se diseñarán como miembros en compresión de acuerdo con las hipótesis del Artículo 10.2, excepto lo referente al análisis de la distribución no lineal de deformaciones.

En la evaluación de la resistencia de la sección se incluirá el acero de refuerzo longitudinal dentro del alma, los miembros de borde, y las anchuras efectivas de las alas. También se tomarán en cuenta los efectos de las aberturas.

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3, cumplirán adicionalmente los requisitos del Artículo 14.5.

14.4 MUROS ESTRUCTURALES CON NIVEL DE DISEÑO ND1

Los muros con Nivel de Diseño ND1 dimensionados conforme a la Sección 14.2.1 sin miembros de borde ni dinteles de acoplamiento, cumplirán adicionalmente el presente Artículo; cuando tengan miembros de borde y/o dinteles de acoplamiento se regirán por los Artículos 14.5, 14.6 y 14.7. Los muros cuyas alturas no excedan el doble de su largo podrán diseñarse con el Anexo A y los requisitos del presente Artículo.

14.4.1 Resistencia al corte

En cualquier sección horizontal en el plano del muro se debe cumplir que, $V_n \leq 2,65 b_w d_w \sqrt{f'_c}$, donde b_w , es el espesor del muro y $d_w = 0,8 L_w$. Se podrá tomar d_w , como la distancia entre la fibra extrema comprimida y el punto de aplicación de la resultante de los aceros de refuerzo traccionados, cuando se justifique por un análisis de compatibilidad de deformaciones.

14.4.1.1 Corte resistido por el concreto

La resistencia del concreto al corte se determinará mediante la aplicación de las ecuaciones (14-1) y (14-2):

La resistencia de corte asignada al concreto V_c , será igual al menor de los valores obtenidos por las ecuaciones siguientes, en las cuales se considera N_u negativa cuando es una fuerza de tracción:

$$V_c = 0,88 \sqrt{f'_c} b_w d_w + \frac{N_u d_w}{4 L_w} \quad (14-1)$$

$$V_c = \left[0,16\sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0,33\sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{N_u}{b_w L_w} \right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - 0,5 L_w \right)} \right] b_w d_w \quad (14-2)$$

Cuando $(M_u/V_u - 0,5 L_w)$ sea negativo, se usará la ecuación (14-1).

Las secciones comprendidas entre la base del muro estructural y la altura $0,5L_w$ o la mitad de la altura del muro, la que sea menor, podrán diseñarse para la misma resistencia del concreto, V_c , que corresponde a la sección así seleccionada.

La resistencia al corte, obtenida de las ecuaciones (14-1) y (14-2) se debe comparar con la obtenida con las ecuaciones (11-4) y (11-8), sustituyendo d por d_w , según actúen cargas a compresión o tracción respectivamente:

a. En muros solicitados por cargas axiales de compresión, N_u ,

$$V_c \leq 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + 0,007 \frac{N_u}{A} \right) \quad (11-4)$$

b. En muros solicitados por cargas axiales de tracción, considerando N_u negativa en la ecuación (11-8):

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + 0,028 \frac{N_u}{A} \right) \quad (11-8)$$

14.4.2 Acero de refuerzo

Las cuantías del acero de refuerzo definidas en las ecuaciones (14-3) y (14-4), deben cumplir con lo dispuesto en 14.4.2.a ó 14.4.2.b:

$$\rho_v = A_{sv} / b_w s_v \quad (14-3)$$

$$\rho_h = A_{sh} / b_w s_h \quad (14-4)$$

donde

b_w = anchura o espesor de la sección del muro estructural.

s_v = separación horizontal del acero de refuerzo vertical en todo el largo del muro.

s_h = distancia centro a centro del acero de refuerzo horizontal .

14.4.2.a Para $V_u \leq 0,5 \phi V_c$

A menos que el acero de refuerzo se calcule con las ecuaciones de las Subsecciones 14.4.2.1 y 14.4.2.2, se usarán las siguientes cuantías mínimas:

Barras con resaltes de tensión cedente no menor de 4200 kgf/cm^2 , de diámetro no mayor de la No. 5 (16M), o mallas de alambres electrosoldados no mayor de 16 mm:

Cuantía vertical, $\rho_v \geq 0,0012$

Cuantía horizontal, $\rho_h \geq 0,0020$

Barras No. 6 (20M) y de mayor diámetro:

Cuantía vertical, $\rho_v \geq 0,0015$

Cuantía horizontal, $\rho_h \geq 0,0025$

14.4.2.b. Para $V_u > 0,5 \phi V_c$

Las cuantías del acero de refuerzo serán las calculadas según las Subsecciones 14.4.2.1 y 14.4.2.2.

Con excepción de los muros de sótanos, los muros estructurales con un espesor mayor de 20 cm tendrán aceros de refuerzo en cada dirección colocados en dos mallas paralelas a las caras del muro de acuerdo con lo siguiente:

- Una malla de alambres electrosoldados que consista en no menos de un medio, y no más de dos tercios del refuerzo total requerido para cada dirección, colocada a no menos de 5 cm ni a más de un tercio del espesor del muro medido a partir de la superficie exterior.
- La otra malla, que consiste en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, será colocado a no menos de 2 cm ni a más de un tercio del espesor del muro, medido a partir de la superficie interior.

14.4.2.1 Acero de refuerzo horizontal

Cuando $V_u > 0,5 \phi V_c$, la cuantía del acero de refuerzo horizontal por corte, ρ_h , no será menor que 0,0025. Para efectos de las ecuaciones (11-1) y (11-2), la resistencia al corte V_s , se calculará como:

$$V_s = \frac{A_{sh} f_{yt} d_w}{s_h} \quad (14-5)$$

donde A_{sh} , es el área de los aceros de refuerzo horizontales de corte dentro de la distancias s_h y d_w , conforme con la Subsección 14.4.2.2.

La separación horizontal, s_h , de los aceros de refuerzo horizontal por corte no excederán ninguno de los siguientes valores: $0,2L_w$, $3b_w$, ni 35 cm.

14.4.2.2 Acero de refuerzo vertical

La cuantía del acero de refuerzo vertical por corte, ρ_v , se calculará con la ecuación (14-6), sin que necesite ser mayor que la correspondiente requerida para el acero de refuerzo horizontal.

$$\rho_v \geq 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{L_w} \right) \left(\rho_h - 0,0025 \right) \geq 0,0025 \quad (14-6)$$

La separación vertical, s_v de los aceros de refuerzo vertical por corte, no excederán ninguno de los siguientes valores: $0,33L_w$, $3b_w$, ni 35 cm.

14.5 MUROS ESTRUCTURALES CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Este Artículo se aplicará a todos los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3, que deban ser capaces de disipar energía por incursión en el rango plástico, y aquellos con nivel de diseño ND1 que tengan miembros de borde o dinteles.

14.5.1 Resistencia al corte

En cualquier sección horizontal en el plano del muro o segmento de muro, se debe cumplir que $V_n \leq 2,65 A_{cv} \sqrt{f'_c}$.

La resistencia teórica a la fuerza cortante en los muros estructurales V_n , no excederá al valor obtenido con la ecuación (14-7).

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_h f_{yt}) \quad (14-7)$$

donde

$$\alpha_c = 0,79, \text{ cuando } h_w / L_w \leq 1,50; \alpha_c = 0,53 \text{ cuando } h_w / L_w \geq 2$$

Para valores intermedios de h_w / L_w entre 1,50 y 2,0, α_c se puede interpolar linealmente.

En los segmentos de muros, h_w / L_w será el mayor de los valores del muro total o del segmento del muro considerado.

La resistencia teórica al cortante total, V_n , de los muros estructurales que comparten una fuerza lateral común no excederá de $2,12 A_{cv} \sqrt{f'_c}$, pero la resistencia teórica al cortante de los muros individuales, V_n , o cualquiera de sus segmentos y dinteles de acoplamiento, no excederá $2,65 A_{cv} \sqrt{f'_c}$. El área total de las secciones transversales consideradas es A_{cv} .

En el caso de segmentos horizontales de muro, A_{cw} es el área de la sección transversal del segmento horizontal de muro.

14.5.2 Acero de refuerzo

La cuantía de los aceros de refuerzo vertical y horizontal, ρ_v y ρ_h , respectivamente, no será menor que 0,0025, excepto cuando $V_u < 0,265A_{cv}\sqrt{f'_c}$ en cuyo caso se podrán usar las cuantías indicadas en la Sección 14.4.2.a). Cuando la relación $h_w/L_w < 2,0$, la cuantía de refuerzo vertical, ρ_v , debe ser por lo menos igual a la cuantía del refuerzo horizontal, ρ_h .

La separación de los aceros de refuerzo por corte, vertical, s_v , y horizontal, s_h , respectivamente, no excederá ninguno de los siguientes valores: $0,2L_w$, $3b_w$, ni 25 cm.

14.5.3 Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos

Los muros estructurales con Nivel de Diseño ND3 cumplirán los siguientes requisitos, adicionales a los de la Sección 14.3.3.

Cuando $N_u < 0,35 N_o$ los miembros o elementos solicitados a compresión que se construyan integralmente con los muros, deben cumplir con las indicaciones de la Sección 10.4.2, con $N_o = 0,85 f'_c (A - A_{sv}) + f_y A_{sv}$.

En el diseño de secciones con forma de **I**, **L**, **C** ó **T**, la anchura efectiva fuera de la cara del alma será el menor de los siguientes valores:

- La mitad de la distancia al alma de un muro estructural adyacente , o
- El 25% de la altura total del muro estructural.

14.6 MIEMBROS DE BORDE

En los muros estructurales se investigará la necesidad de usar miembros de borde. El cumplimiento de los requisitos de la Tabla 14.6 exime de la exigencia de miembros de borde, pero cumplirán con requisitos especiales especificados en la Sección 14.6.1. Cuando se requieran miembros de borde, se cumplirá con los requisitos de la Sección 14.6.2.

14.6.1 Muros sin miembros de borde

En los muros estructurales se podrán obviar los miembros de borde, cuando se satisfagan las condiciones establecidas por alguno de los procedimientos que se describen a continuación:

Procedimiento 1:

$$c < \frac{L_w}{600 (\Delta_t/h_w)} \quad (14-8)$$

La relación Δ_t / h_w no será menor de 0,007.

En la ecuación (14-8):

L_w = Longitud del muro o del segmento del muro considerado en la dirección de la fuerza cortante en cm.

c = Profundidad del eje neutro, calculado según las hipótesis del Artículo 10.2 y que corresponde al momento resistente de diseño con $\phi = 1$ cuando el muro o segmento de muro se desplace Δ_t . La carga axial es la carga axial de diseño consistente con la combinación de solicitaciones del Artículo 9.3 que produzca el desplazamiento lateral de diseño Δ_t en cm.

h_w = Altura del muro o del segmento del muro considerado en cm.

Δ_t = Desplazamiento lateral de diseño del muro o segmento de muro, determinado según el Capítulo 10 de la Norma Venezolana 1756.

Procedimiento 2: Se aplicará la Tabla 14.6

TABLA 14.6 CONDICIONES PARA OBLIAR LOS MIEMBROS DE BORDE

FORMA DEL MURO	CARGA AXIAL	REQUISITO ADICIONAL
Simétrico	$N_u \leq 0,10 A_{cv} f'_c$	$M_u / (V_u L_w) \leq 1,0$
Asimétrico	$N_u \leq 0,05 A_{cv} f'_c$	ó $V_u \leq 0,79 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ y $M_u / (V_u L_w) \leq 3,0$

No obstante, los muros sin miembros de borde cumplirán con los siguientes requisitos adicionales:

a. Cuando la cuantía del refuerzo longitudinal en los bordes del muro es mayor que $28/f_y$, el acero transversal en tales extremos cumplirá los requisitos de la Subsección 18.4.5.2. La separación longitudinal del acero de refuerzo transversal no excederá de 20 cm. El acero transversal de confinamiento de los miembros de borde se extenderán horizontalmente desde la fibra extrema comprimida hasta una distancia no menor que $(c - 0,1L_w)$ ó $0,5c$. Donde c se calcula para la carga axial mayorada y el momento teórico consistente con el desplazamiento Δ_t .

b. Excepto que en el plano del muro $V_u < 0,265 A_{cv} \sqrt{f'_c}$, el acero de refuerzo horizontal que termina en los extremos de los muros sin miembros de borde tendrá un gancho estándar en el extremo de las barras, o estos extremos serán confinados por ligaduras en forma de U que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo transversal horizontal. Estas ligaduras deberán estar debidamente empalmadas a este acero de refuerzo, debiendo cumplir con el Artículo 12.4.2.

14.6.2 Muros con miembros de borde

Cuando se aplique el procedimiento 2, la longitud de los miembros de borde en cada extremo del muro variará linealmente de $0,30L_w$ a $0,15L_w$, cuando N_u varíe de $0,35N_o$ a $0,15N_o$. La longitud mínima del miembro de borde será de $0,15L_w$, pero no menor de 45 cm. La fuerza axial N_o se define en la Sección 14.5.3.

El espesor de los miembros de borde de muros con dos mallas de acero de refuerzo, será el mayor valor entre:

a. el espesor del muro, o ;

b. $b_m \geq L_n / 16$ (14-9)

Los miembros de borde deben cumplir con los siguientes requisitos:

a. En secciones con alas, los miembros de borde incluirán la anchura efectiva del ala en compresión y el cual debe extenderse al menos 30 cm dentro del alma.

b. El acero de refuerzo en los miembros de borde se extenderá verticalmente desde la sección crítica en una distancia no menor de L_w o de $M_u / 4V_u$.

c. El acero de refuerzo transversal se dispondrá en las dos direcciones y debe cumplir con las Secciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2, aunque no requiere satisfacer la ecuación (18-6).

El acero transversal de confinamiento de los miembros de borde se extenderá horizontalmente desde la fibra extrema comprimida hasta una distancia no menor que $(c - 0,1 L_w)$ ó $0,5c$.

d. El acero de refuerzo transversal de los miembros de borde en la base de los muros debe extenderse dentro de su apoyo al menos la longitud de transferencia por anclaje a tracción de la barra longitudinal de mayor diámetro. En losas de fundación o zapatas esta extensión no será menor de 30 cm.

e. El acero de refuerzo horizontal en el alma del muro debe anclarse dentro del núcleo confinado de los miembros de borde para que pueda desarrollar en tracción la resistencia cedente especificada, f_{yt} .

f. Los empalmes mecánicos o soldados del acero de refuerzo longitudinal de los miembros de borde cumplirán con la Sección 18.2.3. No se permitirán empalmes por solape del acero de refuerzo longitudinal de los miembros de borde en una distancia equivalente a la longitud de la rótula plástica L_p . La longitud de la rótula plástica será igual a $0,5L_w$, a menos que se determine sobre la base de resultados de ensayos.

La cuantía de acero longitudinal ρ_v en cualquier parte del muro no será menor de 0,0025 ni mayor de 0,04.

14.7 DINTELES DE ACOPLAMIENTO

El diseño de los dinteles de acoplamiento de los muros estructurales, cumplirán los requisitos de este Artículo. De acuerdo con la Tabla 9.4, el factor de minoración de la resistencia por corte en los dinteles de acoplamiento será $\phi = 0,85$. La altura útil d será igual a $0,8h$, a menos que se considere un valor diferente debidamente sustentado.

14.7.1 Requisitos generales

Los dinteles de acoplamiento con relación de aspecto $L_n / d \geq 4$ cumplirán con los requisitos para miembros en flexión del Artículo 18.3. Cuando el análisis estructural demuestre que el dintel tiene suficiente estabilidad lateral se eximirá del cumplimiento de los acápites 18.3.2.b-2 y 18.3.2.b-3.

Los dinteles de acoplamiento con relación de aspecto $L_n / d < 4$ y con una fuerza cortante mayorada $V_u > 1,06 b_w d \sqrt{f'_c}$, se reforzarán con dos grupos interceptados de barras diagonales colocados simétricamente respecto a su centro, a menos que pueda demostrarse que la pérdida de rigidez y de resistencia de los dinteles no compromete la capacidad a carga vertical de la estructura, su estabilidad, y la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones a la estructura.

14.7.2 Acero de refuerzo en los dinteles de acoplamiento

Los dinteles de acoplamiento reforzados con dos grupos interceptados de barras diagonales colocadas simétricamente con respecto a su centro, cumplirán los siguientes requisitos:

- a. Cada grupo de barras colocadas diagonalmente, como mínimo consistirá de cuatro barras ubicadas en un núcleo de dimensiones medidas del lado exterior del refuerzo transversal del grupo de barras no menor de $0,5 b_w$ en dirección perpendicular al plano del dintel y $0,2b_w$, en el plano del dintel y perpendicular a las barras diagonales.
- b. La resistencia teórica a la fuerza cortante se determinará como:

$$V_n = 2 A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 2,65 b_w d \sqrt{f'_c} \quad (14-10)$$

donde

A_{vd} = área total del acero de refuerzo de cada grupo de barras diagonales.

α = ángulo entre el acero de refuerzo diagonal y el eje longitudinal.

- c. Cada grupo de barras colocadas diagonalmente será confinado por refuerzo transversal que cumplan con los requisitos exigidos en las Subsecciones 18.4.5.1, 18.4.5.2. En las ecuaciones (10-5) y (18-7), el valor de A , se calculará con el recubrimiento mínimo especificado en el Artículo 7.7, en los cuatro lados de cada grupo de barras de refuerzo diagonalmente colocadas.

- d. Las barras colocadas diagonalmente se anclarán dentro del muro estructural de manera que puedan desarrollar su capacidad a tracción, según la Sección 18.5.4. La longitud de transferencia por anclaje será mayor a $1,5L_d$.

- e. Se considerará la contribución del refuerzo diagonal en la resistencia teórica a la flexión del dintel.

- f. Se proveerá acero de refuerzo longitudinal y transversal al eje longitudinal del dintel de acuerdo con lo requerido en el Artículo 11.7. La separación del acero transversal no superará 15 cm y deberá extenderse no menos de 30 cm dentro de los segmentos de muro.

CAPÍTULO 15 FUNDACIONES

15.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará al proyecto estructural y la construcción de los sistemas de fundación y muros de contención que forman parte de las edificaciones, con excepción de los pedestales y zapatas de concreto simple contemplados en el Capítulo 19.

El diseño y detallado del sistema de fundación será compatible con los principios del Nivel de Diseño que se exija al sistema resistente a sismos de la estructura, según la presente Norma y la Norma Venezolana 1756. Las fundaciones para edificaciones con aislamiento sísmico así como aquellas que incorporen la interacción suelo-estructura serán objeto de estudios especiales que escapen al alcance del presente Capítulo.

15.2 ESTADOS LÍMITES

Los sistemas de fundación solicitados por las combinaciones especificadas en el Capítulo 9 de esta Norma y en el Capítulo 11 de la Norma Venezolana 1756, deben proyectarse de manera de evitar que tanto el terreno de fundación como las fundaciones mismas alcancen cualquiera de los Estados Límites enumerados a continuación:

15.2.1 Estado límite de deformación

Se alcanza este estado límite cuando las deformaciones totales y/o diferenciales afecten el uso de la edificación o causen una reducción o pérdida de ductilidad y resistencia en los componentes estructurales.

15.2.2 Estado límite de agotamiento resistente

Se alcanza este estado límite cuando el suelo bajo la fundación falla por corte o se produce en éste una deformación excesiva o cuando los componentes estructurales de la fundación alcanzan su estado límite de agotamiento resistente.

15.2.3 Estado límite de estabilidad general

Estado límite caracterizado por el deslizamiento o volcamiento de la estructura o parte de ella, separación de cualquier fundación del suelo, y deslizamiento de laderas y taludes que pueden afectar a la estructura, accesos u otras construcciones vecinas.

15.3 MATERIALES

El sistema de fundación debe ser proporcionado para que el suelo de fundación soporte la edificación en ausencia de la acción sísmica, tomando en consideración los asentamientos que la estructura sea capaz de resistir. Cuando se incorporen las acciones sísmicas, se tomarán en cuenta las propiedades dinámicas del suelo para garantizar su capacidad para las tensiones y deformaciones impuestas por esta acción.

El concreto y el acero de refuerzo para los sistemas de fundación cumplirán con los requisitos del Capítulo 5 y el Artículo 3.6, respectivamente. La resistencia mínima especificada para el concreto es de $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$.

Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos diseñados de acuerdo con el Anexo D, desarrollarán su resistencia de diseño antes de que falle el anclaje o el concreto en que está embebido.

15.4 REQUISITOS GENERALES

Adicionalmente a los requisitos para el diseño sismorresistente del Capítulo 11 de la Norma Venezolana 1756, se cumplirá con las Secciones 15.4.1 a 15.4.6:

15.4.1 Investigación geotécnica

El alcance de la investigación y los ensayos deben ser los necesarios para poder interpretar en forma confiable las características del subsuelo y los parámetros requeridos para el proyecto y la construcción del sistema de fundaciones, de conformidad con el presente Capítulo y los Capítulos 5 y 11 de la Norma Venezolana 1756.

15.4.2 Uniformidad del tipo de fundaciones

El sistema de fundaciones mixto, de rigideces muy diferentes, o en condiciones de fundación variables se regirá por lo dispuesto en la Sección 11.4.1 de la Norma Venezolana 1756.

15.4.3 Emplazamiento

La profundidad del asiento de las fundaciones debe ser adecuada para que la estructura sea estable contra el deslizamiento, volcamiento o hundimiento.

Las estructuras deben estar suficientemente retiradas de los bordes de los taludes para evitar daños a las fundaciones y a la estructura misma. Véanse los Artículos 11.5 y 11.6 de la Norma Venezolana 1756

15.4.4 Arriostramiento

Los miembros estructurales de las fundaciones aisladas estarán conectados entre sí por vigas de riostra o losas o placas actuando como diafragmas, en dos direcciones preferentemente ortogonales, a nivel del tope de la fundación y en todo caso por debajo del nivel del terreno. Las solicitaciones de diseño serán las indicadas en la Sección 11.4.2 de la Norma Venezolana 1756

15.4.5 Hipótesis para el análisis estructural

Adicionalmente a los requisitos de las Secciones 15.4.3 y 15.4.4, el sistema de fundación se proyectará con la rigidez a flexión adecuada consistente con el diagrama de presiones del suelo o solicitaciones sobre pilotes así como con el grado de restricción supuesto en el proyecto. En el Anexo H (comentario) se recomiendan órdenes de valores para la relación entre la longitud de la fundación directa y su altura o la separación entre pilotes y la altura del cabezal. En el proyecto del sistema de fundación se tomará en cuenta la rigidez relativa a flexión entre la columna, muro o pilote y la zapata, losa de fundación o cabezal, según sea el caso.

El área de la base de la zapata o el número y distribución de los pilotes, se determinará con las solicitaciones de servicio provenientes de la estructura y que deben ser transmitidas al terreno con la condición de no exceder la capacidad del suelo o la de los pilotes determinadas según los principios de la Mecánica de los Suelos.

El espesor y el acero de refuerzo de las zapatas y cabezales se calcularán para resistir: (a) las solicitaciones mayoradas o de las reacciones inducidas, en condiciones estáticas de acuerdo con el Capítulo 9 de la presente Norma, y; (b) en condiciones sísmicas y postsísmicas, conforme al Capítulo 11 de la Norma Venezolana 1756 Cuando se consideren las combinaciones de cargas en el Estado Límite de Servicio, en las cuales estén presentes los efectos sísmicos o de viento, la capacidad portante admisible del suelo se incrementará en un 33%.

Los momentos y fuerzas cortantes en los cabezales de pilotes, pueden calcularse suponiendo que la reacción de cualquier pilote se aplica en el centro del cabezal. Los cabezales de pilotes se proyectarán para resistir la totalidad de las fuerzas axiales y los momentos de los pilotes actuando como columnas cortas.

A efecto de las cargas laterales se tomarán en cuenta los efectos de esbeltez en los pilotes no soportados lateralmente por el suelo, el aire o el agua que los rodea.

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

Todas las fuerzas y momentos que actúan en las bases de las columnas, muros estructurales y sus miembros de bordes, o pedestales de concreto reforzado, se transferirán al pedestal, zapata o cabezal, por aplastamiento directo sobre el concreto reforzado, barras de transferencia provenientes de la fundación (*dowels*) y anclajes mecánicos. Las barras de transferencia y los anclajes cumplirán los requisitos de la presente Sección.

Las tensiones del concreto en las superficies de contacto entre miembros soportados y soportantes, no excederán la resistencia del concreto al aplastamiento según se establece en el Artículo 10.8. El área del acero de refuerzo que atraviesa la superficie de contacto entre los miembros soportados y soportantes, será el necesario para satisfacer las dos condiciones siguientes:

- a. Resistir toda fuerza de compresión que exceda la resistencia al aplastamiento de la superficie de contacto,
- b. La fuerza total de tracción será resistida únicamente por el acero de refuerzo.

El refuerzo longitudinal de las columnas y los miembros de borde de muros estructurales resistentes a sismos, debe prolongarse hasta el refuerzo interior de la losa de fundación, zapata o dado, y debe anclarse con un gancho en la parte inferior de la fundación, el cual debe orientarse hacia el centro de la columna.

Las columnas y miembros de borde de muros estructurales que tengan un lado de su sección localizado a una distancia menor de la mitad de la altura del miembro de fundación del borde mismo, deben tener acero de refuerzo transversal que cumpla la Sección 18.4.5 en toda la porción embebida dentro de la losa de fundación, zapata o dado. Se tendrá presente que las zonas de confinamiento pueden ser modificadas debido al nivel del terreno y la calidad del suelo.

Adicionalmente el acero de refuerzo debe cumplir con los siguientes requisitos:

a. El acero de refuerzo requerido para transferir a la parte superior del pedestal, zapata o cabezal, los momentos calculados en las bases de las columnas, muros estructurales, o pedestales, cumplirá con los requisitos de la sección 12.2.3.

b. Las fuerzas laterales se transferirán a los pedestales, zapatas o cabezales, por corte, por fricción, o por otros medios que se consideren apropiados de acuerdo con lo especificado en el Artículo 11.6. Se proporcionará el acero de refuerzo a través de la superficie de contacto entre los miembros soportados y soportantes, bien sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la zapata, o solapándolas con las barras de transferencia provenientes de la zapata (dowels) o por medio de conectores de corte.

c. En las superficies de contacto de columnas o pedestales, el área del acero de refuerzo longitudinal mínimo será el 1% de la sección de la columna ó el 0,5% de la sección del pedestal, la que sea mayor, y tener un mínimo de 4 barras. La menor designación mínima de las barras será N° 4 ó 14M.

d. En los muros estructurales, el acero de refuerzo a través de la superficie de contacto con la fundación no será menor que el acero de refuerzo vertical exigido en la Sección 14.3.2 para el Nivel de Diseño, ND, especificado.

e. En las zapatas y cabezales, las barras longitudinales No 14 y N° 18 (45M y 56M) solicitadas a compresión, pueden empalmarse por solape con las barras de transferencia vertical de la zapata (espiga) para proporcionar el área requerida, pero ésta no será menor que la exigida en el Artículo 12.3. Las espigas tendrán un diámetro no mayor del N° 11(36M) y sus prolongaciones serán:

1. Dentro del miembro soportado, una distancia no menor que la longitud de transferencia de tensiones de las barras N° 14 ó N° 18 (45M y 56M), o la longitud de transferencia por empalme de las barras provenientes de la fundación, la que sea mayor.

2. Dentro de la zapata, una distancia no menor que la longitud de transferencia de tensiones de las barras de transferencia provenientes de la fundación (dowels).

f. Cuando la transferencia de solicitaciones entre el cabezal y los pilotes prefabricados sea por medio de barras vaciadas en concreto expansivo o colocadas después del endurecimiento del concreto, se debe demostrar mediante ensayos que son capaces de transferir tensiones de al menos $1,25 f_y$ de la barra.

g. Cuando la estructura se diseñe con Nivel de Diseño 3, ND3 según Norma Venezolana 1756, a menos que se cuente con un análisis de interacción suelo-pilote, se aplicará lo siguiente:

1. En las pilas y pilotes de concreto se colocará refuerzo transversal de confinamiento de acuerdo con la Sección 18.4.5 a lo largo de siete diámetros medidos desde la cara inferior del cabezal, y en toda la longitud del pilote cuando esté embebido en rellenos, suelos blandos o suelos potencialmente licuables.

2. Para las pilas o pilotes de concreto sometidas a tracción, el anclaje entre ellos y el cabezal se diseñará con las combinaciones (9-5a) y (9-7a), pero sin que necesite sobrepasar la resistencia teórica a tracción de las pilas o pilotes, ni 1,3 veces la resistencia límite teórica de transferencia por adhesión o fricción dependiendo del tipo de suelo.

3. Cuando las pilas o pilotes de concreto transfieran momentos, el anclaje entre ellos y el cabezal se diseñará con las combinaciones (9-5a) y (9-7a), para el conjunto de solicitaciones de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores, sin que se necesite sobrepasar la resistencia teórica a la acción conjunta de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores de las pilas o pilotes.

4. Los pilotes inclinados deben resistir las combinaciones (9-5a) y (9-7a). Su conexión con los cabezales se diseñará para la resistencia teórica de los pilotes actuando como columnas cortas.

15.5 ZAPATAS Y CABEZALES

15.5.1 Dimensiones

Las dimensiones de las zapatas y cabezales cumplirán con los requisitos de las Secciones 15.4.2 a 15.4.5. La altura útil es función de la rigidez a flexión requerida. Para las zapatas que se apoyan directamente sobre el suelo no será menor de 30 cm y para los cabezales de pilotes no será menor de 1.25 veces el diámetro del pilote.

15.5.2 Zapatas y cabezales que soportan columnas o pedestales con sección circular o poligonal

A fin de ubicar las secciones críticas para momentos, fuerza cortante y desarrollo de refuerzo en las zapatas y cabezales, las columnas, de acero o concreto, y los pedestales de concreto con sección circular o polígonos regulares pueden tratarse como secciones cuadradas de área equivalente.

15.5.3 Zapatas y cabezales con superficies inclinadas o escalonadas

Las zapatas y cabezales con superficies superiores inclinadas o escalonadas que se diseñan como una unidad, se construirán de modo que se garantice su monolitismo. Las pendientes, alturas y ubicación de los escalones cumplirán en cada sección los requisitos de diseño. Véase la Subsección 12.2.3.1

15.5.4 Momentos flectores en zapatas y cabezales

En cualquier sección de una zapata o cabezal el momento se determinará considerando las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata o cabezal a un lado de dicha sección. Este criterio se aplicará para calcular el momento mayorado máximo M_u , en secciones críticas de zapatas o cabezales aislados, que soportan los miembros que se enumeran a continuación:

a. En columnas, pedestales, o muros de concreto:

M_u se considerará en la cara de columnas, pedestales o muros;

b. En muros de mampostería:

M_u se considerará en la mitad de la distancia entre el eje y el borde del muro;

c. En columnas con una plancha de acero:

M_u se considerará en la mitad de la distancia entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la plancha.

15.5.4.1 Distribución del acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será distribuido conforme con las solicitaciones obtenidas del análisis según la Sección 15.4.5.

El acero de refuerzo mínimo de las zapatas y cabezales debe satisfacer los requisitos de la Subsección 10.3.1.3.

15.5.4.2 Detallado del acero de refuerzo longitudinal

Adicionalmente a los requisitos de la Sección 15.4.6, se cumplirán los requisitos de la presente Subsección.

a. El acero de refuerzo longitudinal en columnas, muros estructurales y sus miembros de borde, se extenderá dentro de la zapata, losa o cabezal para que sea capaz de desarrollar su capacidad en tracción. Cuando tales miembros se consideren empotrados a la fundación, los aceros de refuerzo terminarán con un gancho de 90° orientado hacia el núcleo de la columna.

b. Las tracciones o compresiones en el acero de refuerzo longitudinal calculadas en cada sección se desarrollarán a cada lado de esta mediante: longitud de anclaje, ganchos para barras solamente en tracción, anclaje mecánico, o sus combinaciones. Las longitudes de transferencia de tensiones y de anclajes del acero de refuerzo en las zapatas y cabezales serán las especificadas en el Capítulo 12. Véase el último párrafo de la Sección 12.2.3.

- c. Las secciones críticas para la longitud de desarrollo del acero de refuerzo, se supondrán ubicadas en los mismos sitios definidos en la Sección 15.5.4 para los máximos momentos mayorados así como en todos los otros planos verticales donde ocurran cambios de sección o del acero de refuerzo. Véase el Artículo 12.6.
- d. Las columnas y los miembros de borde de los muros estructurales que tengan un borde dentro de la mitad de la profundidad de la zapata, tendrá acero de refuerzo transversal según la Sección 18.4.5 por debajo del borde superior de la fundación. Este acero de refuerzo se extenderá dentro de la fundación una distancia no menor que la menor altura de la fundación, losa de fundación, cabezal, o la longitud de transferencia de tensiones en tracción del acero longitudinal.
- e. De conformidad con la Sección 11.4.5 de la Norma Venezolana 1756, se colocará acero de refuerzo no menor al especificado en la Subsección 10.3.1.1 para resistir los eventuales levantamientos en el sistema de fundación por la acción sísmica.

15.5.5 Fuerzas cortantes en zapatas y cabezales

La resistencia al corte en zapatas y cabezales se determinará de acuerdo con el Artículo 11.9.

Para zapatas y cabezales que soportan columnas, pedestales o muros, la ubicación de las secciones críticas para corte, de acuerdo con el Artículo 11.9, se definirán desde la cara de la columna, pedestal o muro. Para zapatas y cabezales que soportan columnas o pedestales mediante planchas de acero en la base, la sección crítica se ubicará como se define en la Sección 15.5.4.

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote al eje de la columna exceda el doble de la altura útil del cabezal d , el cabezal cumplirá con los requisitos de los Artículos 11.9 y los acápites a), b) y c) de esta Sección. Los otros cabezales también cumplirán con estos requisitos o el Anexo A. Cuando se utilice el Anexo A, la resistencia efectiva a compresión de las bielas f'_{cu} se determinará de acuerdo con la Sección A.2.3.

En el cálculo de la fuerza cortante en cualquier sección de una zapata apoyada sobre pilotes se cumplirá con las siguientes premisas:

- a. Se considerará que la totalidad de la reacción de cualquier pilote cuyo centro está localizado a $0,5d_p$ o más, por fuera de la sección, produce cortante en esa sección.
- b. No produce cortante en esa sección la reacción de cualquier pilote cuyo centro está localizado a $0,5d_p$ o más dentro de la sección.
- c. Para las posiciones intermedias del centro del pilote, la porción de la reacción del pilote que se supone produce cortante en la sección se basará en la interpolación lineal entre el valor total en $0,5d_p$ por fuera de la sección y el valor cero en $0,5d_p$ dentro de la sección.

15.6 VIGAS DE RIOSTRA

Las vigas de riostra que actúan como vínculo horizontal entre cabezales o fundaciones se dimensionarán para que la razón entre luz libre y la altura total de las mismas sea menor de 10, preferiblemente 7. La menor dimensión de la sección transversal será igual o mayor que el 5% de la luz libre entre los miembros conectados, pero no menor que 30 cm.

El acero de refuerzo longitudinal será continuo y se extenderá dentro o más allá de las columnas que se arriostra o se anclará dentro de los cabezales o fundaciones. El acero de refuerzo transversal estará formado por estribos cerrados con una separación que no exceda de la mitad de la menor dimensión de la sección o 30 cm.

Las vigas de riostra que forman parte de una losa de fundación y estén solicitadas a flexión por acción de las columnas que forman parte del sistema resistente a cargas laterales, se diseñarán para su Nivel de Diseño según el Capítulo 18.

15.7 LOSAS APOYADAS SOBRE EL TERRENO

El proyecto de las losas apoyadas sobre el terreno debe reflejar las hipótesis y las propiedades elásticas e inerciales del modelo suelo-estructura empleado, debiéndose comprobar que tengan un comportamiento satisfactorio tanto para las acciones estáticas como para las acciones sísmicas, verificándose que la presión de contacto entre el suelo y la losa de fundación sea tal que no se alcancen los estados límites especificados en el Artículo 15.2.

El dimensionamiento para el Estado Límite de Agotamiento resistente se efectuará para todas las combinaciones de solicitaciones consideradas para el resto de la estructura. La verificación de las tensiones inducidas al suelo, se regirá por el Capítulo 11 de la Norma Venezolana 1756, tal verificación también podrá ser realizada para todas las combinaciones de carga para el Estado Límite analizado.

15.8 PILOTES Y PILAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL

Este Artículo se aplicará al diseño de pilotes y pilas de concreto, incluyendo pilotes hincados, pilotes excavados y vaciados en sitio, pilotes prefabricados de concreto y pilas de gran diámetro. Los aceros de refuerzo mínimo exigidos no necesariamente cubren los efectos de impacto por hincado, ni las solicitaciones derivadas de empujes laterales.

Cuando se consideren las acciones sísmicas se aplicarán los requisitos de las Secciones 11.4.6 y 11.4.7 de la Norma Venezolana 1756

El acero de refuerzo longitudinal en los pilotes y pilas se detallará análogamente a miembros flexionados, considerando el diagrama de momentos resultante del análisis. El acero de refuerzo longitudinal será continuo en toda la longitud solicitada a tracción, y se detallará para quedar embebido en el concreto del cabezal en una longitud no menor a la longitud de transferencia de tensiones especificada para barras con resaltes, en tracción o compresión, sin la reducción en la longitud por exceso del acero suplido. Cuando la transferencia de las fuerzas de tracción inducidas por la acción sísmica transferidas entre el cabezal o losa de fundación y los pilotes se haga por medio de concretos expansivos, se demostrará por ensayos certificados que son capaces de desarrollar al menos 1,25 f_y . Véase al acápite f de la Sección 15.4.6.

El acero de refuerzo transversal diseñado según la Sección 18.4.5, se colocará en las longitudes que se definen a continuación, los extremos de las ligaduras y zunchos terminarán con ganchos doblados a no menos de 135° orientados hacia el núcleo del pilote:

- a. Medido desde el tope del miembro, al menos cinco veces su sección transversal pero no menos de 1,8 m por debajo del fondo del cabezal.
- b. En la porción de los pilotes donde el suelo, el aire o el agua no son capaces de suministrar arriostramiento lateral, y a menos que el análisis estructural exija longitudes de confinamiento mayor, el acero de refuerzo transversal calculado según la Sección 18.4.5, se dispondrá en toda la longitud no soportada lateralmente incrementada en la longitud especificada en a.

En los pilotes prefabricados, el acero de refuerzo transversal tomará en consideración las condiciones de transporte, izamiento y manipulación de los mismos.

15.9 MUROS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Cuando los muros y otros elementos de contención están conectados o dan apoyo al sistema resistente a cargas sísmicas de la edificación, las conexiones entre el sistema de contención y el sistema de resistencia sísmica cumplirán con el Capítulo 11 de la Norma Venezolana 1756. Se tomarán todas las previsiones para garantizar que el comportamiento sea compatible con el grado de disipación de energía en el rango inelástico propio del sistema de resistencia sísmica de la edificación.

CAPÍTULO 16 MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SOLICITADOS A FLEXIÓN

16.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará al diseño de miembros compuestos de concreto reforzado solicitados a flexión, los cuales se definen como miembros de concreto construidos en sitio, pero vaciados en diferentes etapas e interconectados de manera que sus componentes actúen como una unidad. Los miembros compuestos de concreto también deben cumplir con los demás requisitos para miembros solicitados en flexión de esta Norma.

16.2 GENERALIDADES

Para resistir las fuerzas cortantes y momentos puede utilizarse el miembro compuesto total o parte del mismo. Los componentes individuales se analizarán para todas las etapas críticas de solicitaciones. Los componentes se diseñarán para resistir individualmente todas las cargas aplicadas antes de que el miembro compuesto alcance su resistencia total de diseño.

Cuando las resistencias especificadas, pesos unitarios, módulos de elasticidad, u otras propiedades de los componentes son diferentes, se utilizarán las propiedades de los componentes individuales o, como simplificación, los valores más críticos.

Al calcular la resistencia de los miembros compuestos no se hará distinción entre la capacidad resistente de miembros apuntalados y no apuntalados. Los miembros compuestos cumplirán con los requisitos para control de flechas de la Sección 9.6.2.

Para controlar la fisuración y prevenir la separación de los componentes del miembro compuesto, se suministrará el acero de refuerzo requerido.

16.3 APUNTALAMIENTO

Cuando se utilicen apuntalamientos, éstos sólo podrán retirarse tan pronto los miembros soportados hayan desarrollado las propiedades de diseño requeridas para resistir todas las cargas y para limitar las flechas y la fisuración en el instante de desapuntalar.

16.4 RESISTENCIA AL CORTE VERTICAL

Cuando se suponga que la totalidad del miembro compuesto resiste la fuerza cortante vertical, se diseñará como miembro vaciado monolíticamente con la misma sección transversal de acuerdo con los requisitos del Capítulo 11

El acero de refuerzo por corte vertical colocado a lo largo de la superficie de contacto entre los componentes se anclará totalmente dentro de los componentes interconectados de acuerdo con la Sección 12.4.2. Este acero de refuerzo vertical, extendido y anclado podrá usarse como estribos para resistir el corte horizontal.

16.5 RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL

Los miembros compuestos se reforzarán de acuerdo con el Artículo 16.6 para garantizar la transferencia total de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto entre los componentes interconectados. Estas superficies deben estar limpias y libres de lechadas. Las secciones solicitadas por corte horizontal cumplirán la siguiente condición:

$$\phi V_{nh} \geq V_u \quad (16-1)$$

donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección que se considera.

La resistencia teórica al corte horizontal, V_{nh} , en kgf, considerando la cuantía mínima del acero de refuerzo en forma de estribos del Artículo 16.6, se calculará de acuerdo con las siguientes condiciones de las superficies en contacto:

- a. En las superficies de contacto, sin rugosidades hechas intencionalmente:

$$V_{nh} \leq 5,6 b_v d \quad (16-2)$$

b. En las superficies de contacto, con rugosidades hechas intencionales de no menos de 6 mm de amplitud:

$$V_{nh} = (18 + 0,6 \rho_v f_y) \lambda b_v d \leq 35 b_v d \quad (16-3)$$

En las ecuaciones (16-2) y (16-3) b_v y d se expresan en cm y los valores de λ se dan en la Tabla 11.6.2.b.

c. Cuando $V_u > \phi (35 b_v d)$, el diseño al corte horizontal se regirá por el Artículo 11.6.

Alternativamente a estos tres procedimientos, la ecuación (16-1) podrá verificarse calculando la variación de la fuerza de compresión o tracción real en cada componente y los medios de transferencia de las fuerzas entre los componentes, siempre que se verifique la ecuación (16-1) cuando el producto $b_v d$ se sustituye por A_c , en el cálculo de V_{nh} , en cualquiera de los métodos indicados en los acápites a, b y c.

Cuando se generen tensiones de tracción en cualquier superficie de contacto entre los componentes, sólo se considerará la transferencia de corte por contacto cuando el acero de refuerzo, en forma de estribos, se coloca según el Artículo 16.6.

16.6 ACERO DE REFUERZO POR CORTE HORIZONTAL

El acero de refuerzo por corte horizontal puede consistir de estribos de una o más ramas, barras, o trozos de malla de alambres lisos o con resaltes electrosoldados, convenientemente dispuestos. El acero de refuerzo por corte debe estar totalmente anclado en los componentes de acuerdo con la Sección 12.4.2

El área de los estribos diseñados para resistir el corte horizontal no será menor que la requerida por la ecuación (11-12) de la Tabla 11.4, y su separación no excederá 4 veces la menor dimensión del componente más delgado ni 60 cm.

CAPITULO 17 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

17.1 ALCANCE

En este Capítulo se trata el problema de la evaluación de la seguridad de estructuras ya construidas. Aún cuando constituye un campo especializado que requiere la participación de profesionales o instituciones suficientemente experimentadas, se establecen criterios y lineamientos generales que orienten al Ingeniero Responsable de la obra.

Este Capítulo no aplica para la aprobación de sistemas diseñados o basados en procedimientos constructivos no tradicionales. Véase el Artículo 1.6. El caso particular de la evaluación sismorresistente se trata en el Artículo 17.4.

17.2 EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD

17.2.1 Estructuras o miembros bajo la acción de cargas de servicio

Cuando exista incertidumbre sobre la seguridad de una estructura o de un miembro de la misma, el Ingeniero Responsable puede ordenar una investigación sobre la resistencia estructural, con arreglo a los siguientes lineamientos:

- a. Cuando el origen de la deficiencia resistente está bien entendida, las dimensiones y propiedades de los materiales son cuantificables, y se cumple con los requisitos del Artículo 17.3, procederá la aplicación del Artículo 17.4.
- b. Cuando el origen de la deficiencia resistente no está bien entendido, o si no es posible determinar las dimensiones o propiedades de los materiales con base a mediciones, se requerirá una prueba de carga en caso de que la estructura deba continuar en servicio.
- c. Cuando las incertidumbres sobre la seguridad surgen por problemas de deterioro, se aplicarán los criterios establecidos en la Sección 17.2.2.

Para la aprobación de sistemas de estructurales o constructivos no contempladas dentro del alcance de esta Norma, véase el Artículo 1.6.

17.2.2 Casos de posible deterioro progresivo

Cuando la incertidumbre acerca de la seguridad de la estructura, o parte de ella, incluye fenómenos que puedan dar lugar a su deterioro progresivo y el comportamiento observado durante la prueba de carga cumple con los criterios de aceptación dados en el presente Capítulo, se puede permitir el uso de la estructura, o de la porción afectada, por un periodo de tiempo que se indicará explícitamente. La definición del periodo de tiempo debe basarse en consideraciones acerca de:

- a. La naturaleza del problema;
- b. Los efectos ambientales;
- c. El efecto de las cargas de uso;
- d. La historia de la estructura en condiciones de servicio, y;
- e. El alcance del programa de inspección periódica.

Una vez se agote el periodo de uso permitido a la estructura, se deben realizar nuevas evaluaciones acerca de su seguridad para autorizar su servicio.

17.3 INFORMACIÓN NECESARIA

17.3.1 Cargas de servicio

Se establecerá la naturaleza temporal o permanente de las cargas de servicio, de acuerdo con la Norma Venezolana 2002

17.3.2 Dimensiones y detalles de los miembros

En la evaluación de la resistencia, deben investigarse exhaustivamente en el sitio: (i) las dimensiones y detalles de los miembros; (ii) las propiedades de los materiales, y; (iii) otras condiciones concernientes a la estructura tal como fue construida, especialmente en sus secciones críticas.

17.3.3 Resistencia del concreto

La resistencia del concreto f'_c , debe establecerse de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.9. Las resistencias de los concretos existentes en la estructura o sus miembros deben basarse en resultados de ensayos según se establece en la Sección 5.9.4 excepcionalmente y para determinar la homogeneidad del concreto se pueden realizar ensayos no destructivos de acuerdo con las Normas Venezolanas 1609 y 1681, u otras reconocidas como ASTM, DIN ó RILEM.

17.3.4 Aceros de refuerzo

La localización y tamaños de las barras de refuerzo y mallas de alambres electrosoldados debe determinarse con base a mediciones. La ubicación de los refuerzos puede definirse utilizando los datos disponibles de la estructura, siempre y cuando se realicen algunas verificaciones en la estructura que permita confirmar que la construcción se realizó de acuerdo con los planos disponibles.

La calidad y propiedades de los aceros de refuerzo debe basarse en ensayos de tracción de muestras representativas de los materiales empleados en la estructura (véase la Sección 3.6.6). Se requieren por lo menos ensayos de tres muestras por cada tipo de refuerzo que afecte el problema bajo investigación. Si las muestras son extraídas de la estructura, éstas deben provenir de lugares en los cuales la extracción no afecte la seguridad de la misma.

17.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA

La evaluación se realizará con la información establecida en el Artículo 17.3 y debe ser adecuada para demostrar al Ingeniero Responsable que la reserva resistente satisface los factores de mayoración de cargas y cumple con los requisitos y propósitos de esta Norma. Véase el Artículo 17.6.

La evaluación sismorresistente de estas edificaciones, se regirá de acuerdo a lo establecido en la Norma venezolana 1756, complementándose con documentos internacionales de amplia aceptación profesional.

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

Los miembros que no sean vigas, losas, ni placas o que están sometidos principalmente a la flexión, preferiblemente se investigarán con base a procedimientos analíticos.

17.4.2 Factores de reducción de resistencia

Cuando se satisfagan los requisitos de la Sección (17.2.1a) y el Artículo 17.3, y se realiza una evaluación analítica, se permite incrementar el valor de los coeficientes de reducción de resistencia ϕ , sin exceder los valores que se dan en la Tabla 17.4.2

TABLA 17.4.2 FACTORES DE REDUCCÓN DE RESISTENCIA

Secciones controladas por tracción, según la Sección 10.2.6b	$\phi \leq 1,00$
Secciones controladas por compresión, según la Sección 10.2.6a	$\phi \leq 0,85$
Miembros con refuerzo helicoidal que cumple con los requisitos de la Subsección 10.4.3.2a	$\phi \leq 0,85$
Otros miembros	$\phi \leq 0,80$
Cortante y torsión	$\phi \leq 0,80$
Tensión de aplastamiento en el concreto	$\phi \leq 0,80$

17.5 PRUEBAS DE CARGA

17.5.1 Justificación

Cuando la deficiencia en resistencia o sus posibles efectos no corresponden a fenómenos bien entendidos, o no es posible determinar las dimensiones y propiedades de los materiales requeridas por medio de mediciones, debe realizarse, además de la evaluación analítica, una prueba de carga de la estructura o la porción afectada para que esta pueda ser utilizada o pueda permanecer en servicio. Estas serán controladas por un Ingeniero calificado aceptado por la Autoridad Competente.

Cuando solo se ensaye una parte de la estructura, la parte dudosa debe cargarse de tal manera que la seguridad de la zona que se sospecha débil se compruebe adecuadamente.

17.5.2 Edad de la estructura

Las estructuras a ser sometidas a pruebas de carga, deben tener por lo 56 días (8 semanas) de construidas. Sin embargo, la prueba podrá ser anticipada cuando el propietario de la estructura, el contratista y todas las partes involucradas lo convengan.

17.5.3 Aplicación de cargas permanentes

Para simular el efecto de las acciones permanentes, todas las cargas previstas deben actuar sobre él o los miembros a ser evaluados cuarenta y ocho horas antes de comenzar la prueba. Estas permanecerán colocadas hasta que se terminen todas las pruebas.

17.5.4 Pruebas de carga en miembros solicitados a flexión

Cuando se deban efectuar pruebas de carga en miembros sometidos a flexión, se aplicarán las siguientes disposiciones adicionales:

- a. El número y los vanos o miembros a ser cargados, se seleccionará a fin de maximizar las flechas y/o tensiones en las regiones críticas de los miembros cuyas resistencias sean dudosas. Si un solo arreglo no basta para satisfacer esta condición, se seleccionarán los arreglos que sean necesarios.
- b. Las lecturas de referencia para medir las flechas, se harán antes de la aplicación de las cargas de ensayo, en las zonas donde se espera la máxima respuesta.
- c. La carga de ensayo total equivalente, incluidas las acciones permanentes que ya están actuando, no será menor que 0,85 (1,4 **CP** + 1,7 **CV**). El valor de **CV** podrá ser reducido de acuerdo con los requisitos aplicables de las normas.
- d. Las cargas de ensayo se aplicarán en no menos de cuatro incrementos, aproximadamente iguales, sin producir impactos sobre la estructura ni efectos de arco en los materiales que se usan como carga. Después de cada incremento de carga se harán lecturas de las flechas e inspección de cualquier signo de deterioro.
- e. Después que las cargas de ensayo hayan actuado durante 24 horas, se tomarán las lecturas de las flechas. La primera de ellas se hará dentro de la primera hora siguiente a la terminación de la aplicación de la carga; las últimas a las 24 horas se denominan flechas iniciales.
- f. Las cargas de ensayo deben retirarse inmediatamente después de registrar las flechas iniciales señaladas en el punto e. Transcurridas 24 horas del retiro de las cargas se efectuarán las lecturas de las flechas finales.
- g. Si la parte de la estructura que se sometió a la prueba de carga muestra evidencias visibles de deterioro, se considerará que no ha pasado satisfactoriamente la prueba de carga y no se permitirá repetir el ensayo.

17.6 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Los criterios para aceptar que el comportamiento es satisfactorio son los siguientes:

- a. Cuando la parte de la estructura ensayada no muestra evidencias visibles de deterioro tales como descascarillamiento o aplastamiento del concreto comprimido;

b. La recuperación de la flecha dentro de las 24 horas posteriores al retiro de la carga de ensayo, sea por lo menos un 75% de las flechas máximas iniciales según se indica en la Sección 17.5.4e), salvo que la flecha máxima de una viga, piso o techo, sea menor que el valor siguiente:

$$\Delta_{m,p} = \frac{L_t^2}{20000 h} \quad (17-1)$$

donde L_t , es el vano bajo la carga de ensayo. La luz L_t es la menor de: (i) distancia centro a centro entre los apoyos; (ii) distancia entre los apoyos más el espesor h del miembro (véase el Capítulo 8). (iii) la luz más corta en un sistema de placas.

c. En el caso de voladizos, el valor L_t , a ser utilizado en la ecuación (17-1) se tomará como 2 veces la distancia desde el apoyo al extremo del voladizo, y la flecha será corregida para considerar cualquier movimiento registrado en el apoyo.

d. El miembro que no llegue a tener una recuperación de la flecha final del 75% o tenga una flecha máxima que exceda la calculada según la ecuación (17-1), solo puede volverse a ensayar 72 horas después de haber retirado la carga de la primera prueba. En tal caso, la parte de la estructura ensayada puede considerarse satisfactoria si cumple con las dos condiciones siguientes:

1. No muestra evidencias visibles de deterioro en la repetición del ensayo, y;
2. La recuperación de la flecha alcanzada en el segundo ensayo es por lo menos un 80% de la flecha máxima inicial medida en este último ensayo.

e. No se podrán aceptar como seguros, aquellos miembros en los cuales se aprecien fallas que revelen la inminencia de fallas por corte.

f. La aparición de fisuras inclinadas con respecto al eje longitudinal en regiones de miembros estructurales que no dispongan de estribos o refuerzo transversal, cuya longitud de fisura tenga una proyección horizontal más larga que la altura útil del miembro en el punto medio de la misma, requiere evaluación; esta condición puede considerarse válida para definir que no pasó la prueba de carga.

g. En las regiones donde se ancle el refuerzo o haya empalmes de refuerzo por solape, la aparición de una serie de fisuras cortas e inclinadas, o de una fisura longitudinal, a lo largo de la proyección del refuerzo en la superficie del miembro, debe considerarse razón válida para considerar que la prueba de carga no fue exitosa.

17.7 DISPOSICIONES PARA REDUCIR LA INTENSIDAD DE CARGA

Cuando cualquiera de las partes de una estructura que se encuentra bajo evaluación, no satisface las condiciones o criterios establecidos en la Sección 17.2.1a, o en los Artículos 17.6b ó 17.6e, con base en los resultados de la prueba de carga o del análisis, el Ingeniero Responsable puede aprobar una intensidad de cargas de servicio más baja para esta estructura siempre que su uso lo permita.

17.8 MEDIDAS DE SEGURIDAD

Las pruebas de carga deben programarse tomando las precauciones necesarias para la seguridad de las personas y la estabilidad de la estructura durante el ensayo. Las medidas de seguridad no deben interferir con los procedimientos de la prueba de carga ni deben afectar los resultados.

CAPÍTULO 18 REQUISITOS ADICIONALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

18.1 ALCANCE

Este Capítulo establece los requisitos adicionales para el diseño y la construcción de estructuras monolíticas de concreto reforzado, cuyas solicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas han sido determinadas de acuerdo con la Norma Venezolana 1756. Las disposiciones contenidas en este Capítulo se aplicarán conjuntamente con el resto de esta Norma y, en donde sea pertinente, privarán sobre ellas.

Los miembros que forman parte del sistema resistente a sismos de las edificaciones de acuerdo con la Norma Venezolana 1756 deben cumplir además del Artículo 18.2, con los siguientes:

Nivel de Diseño ND3, Artículos 18.3 a 18.6.

Nivel de Diseño ND2, Artículos 18.6 a 18.9.

Nivel de Diseño ND1, en general no requieren cumplir los requisitos sismorresistentes de este Capítulo, excepto en los casos especificados en los Artículos 1.4, 7.8 y 11.10.

Los miembros que no forman parte del sistema resistente a sismos de las edificaciones de acuerdo con la Norma Venezolana 1756 deberán cumplir con el Artículo 18.10.

Las fundaciones necesarias para transmitir las acciones sísmicas, deben cumplir con las disposiciones sismorresistentes del Capítulo 15.

Los muros estructurales y los dinteles de acoplamiento cumplirán con los requisitos sismorresistentes del Capítulo 14.

Los anclajes al concreto cumplirán con los requisitos sismorresistentes del Anexo D. Véase el Artículo D.2.3.

Para la aprobación por parte de la Autoridad Competente de sistemas estructurales de concreto reforzado que no satisfagan las disposiciones del presente Capítulo, se debe demostrar analítica y experimentalmente, conforme se establece en el Artículo 1.6, que tienen la resistencia y capacidad de disipar energía por lo menos iguales a las de una estructura monolítica de concreto reforzado que satisfaga completamente este Capítulo, tomando en consideración la clasificación de los Tipos estructurales de la Norma Venezolana 1756.

18.2 REQUISITOS GENERALES

18.2.1 Materiales

El concreto y el acero de refuerzo para estructuras sismorresistentes cumplirá con los requisitos del Capítulo 5 y el Artículo 3.6, respectivamente.

El uso de concretos con agregados livianos estará permitido cuando cumplan los requisitos de la Sección 5.2.1.

18.2.2 Análisis estructural

En el análisis de la estructura bajo la acción sísmica se considerará la interacción de todos sus miembros, estructurales y no estructurales, que afecten su respuesta, lineal o no lineal. Se considerarán los efectos y eventuales fallas de los miembros no estructurales que no formen parte del sistema resistente a sismos, según lo exige el Artículo 18.10.

18.2.3 Empalmes

Los empalmes, sean por solape, por soldadura o mediante conexiones mecánicas, cumplirán con el Artículo 12.3. Adicionalmente, los empalmes cumplirán con las siguientes restricciones:

- a. No se permiten empalmes por solapes:
 1. Dentro de los nodos.
 2. En una distancia igual a L_{cf} , según las ecuaciones de la Tabla 18.3.4.

3. En ninguna otra zona donde el análisis estructural indique que debido a las posibles incursiones de la estructura en el dominio no elástico de la respuesta, el acero de refuerzo por flexión alcance su tensión cedente.

b. En toda la longitud de solape se colocará acero de refuerzo transversal formado por estribos cerrados, que cumplan con los requisitos del acápite b de la Sección 7.2.2, siendo la separación no mayor que $d/4$ ó 10 cm.

c. En las columnas, solo se permite solapar dentro del tercio central de la altura libre del miembro. Estos empalmes se diseñarán como empalmes por tracción y deberán quedar confinados por ligaduras cerradas separadas a una distancia no mayor que $d/4$ ó 10 cm. En caso de utilizarse zunchos, el paso del zuncho no será mayor de 7,5 cm.

18.3 NIVEL DE DISEÑO ND3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN: VIGAS

18.3.1 Alcance

Las disposiciones de este Artículo se aplicarán a todas las vigas pertenecientes al sistema resistente a sismos, según la clasificación establecida en el Capítulo 6 de la Norma Venezolana 1756, dimensionados para resistir las solicitaciones inducidas por las acciones sísmicas.

18.3.2 Requisitos

Los miembros flexionados a ser diseñados de conformidad con el presente Artículo, deben cumplir con los siguientes requisitos:

a. La fuerza de compresión axial, determinada según las combinaciones de carga previstas en el Artículo 9.3, no excederá de $0,1 A f'_c$.

b. Además, deben satisfacer todas las condiciones geométricas que se enumeran a continuación:

1. La luz libre L_n , debe ser por lo menos cuatro veces su altura total h .

2. La relación anchura/altura de su sección transversal es mayor o igual que 0,3. Adicionalmente la altura de la viga será mayor o igual a 15 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la columna donde se apoya.

3. La anchura mínima es de 25 cm.

4. La anchura máxima no debe exceder la anchura del miembro que le sirve de soporte, medido en un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga, más una distancia, a cada lado, no superior al 75% de la altura total de la viga.

5. Cuando la anchura de la viga sea mayor que la de la columna que le sirve de apoyo, la profundidad de la columna será al menos 24 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la viga fuera del núcleo.

6. Cuando la viga no cumple con lo dispuesto en 18.3.2 2. podrá ser usada cuando su anchura sea menor que la de la columna que le sirve de apoyo y se verifique su estabilidad geométrica.

7. Se aceptará diseñar y detallar las vigas de modo que las rótulas plásticas por flexión se formen alejadas de las caras de las columnas. Cuando se aplique este criterio se deberán verificar todos aquellos aspectos que garanticen la seguridad estructural de los miembros involucrados.

8. Las vigas acarteladas se analizarán y detallarán tomando en consideración sus características geométricas y de comportamiento debiendo identificarse las zonas de mayor compromiso alejadas de la columna.

18.3.3 Diseño por flexión

En cualquier sección de un miembro flexionado, el área del acero de refuerzo mínimo en los lechos superior e inferior, se calculará con una de las siguientes ecuaciones:

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

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

y la cuantía máxima $\rho_{m\acute{a}x}$ no debe exceder de 0,025.

En cada sección del miembro habrá por lo menos una barra continua no menor de No. 4 en cada esquina.

El detallado del acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con las siguientes disposiciones:

- a. En las caras de los apoyos, el acero de refuerzo del lecho inferior de la viga debe ser tal que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad para resistir momentos negativos.
- b. En cualquier sección a lo largo del miembro la capacidad resistente tanto de momentos positivos como de momentos negativos, será por lo menos igual a la cuarta parte de la mayor capacidad resistente de la sección en la cara de los apoyos.
- c. La disposición de las barras longitudinales del miembro cumplirá con los requisitos de empalme y anclaje de la Sección 18.2.3 y el Artículo 12.4, respectivamente.

18.3.4 Diseño del refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal en forma de estribos cerrados, tal como se definen en la Sección 7.2.2, debe confinar las siguientes zonas:

- a. La porción comprendida entre la cara del apoyo y una distancia igual a L_{cf} , en ambos extremos del vano.
- b. Una distancia igual a L_{cf} , a cada lado de la sección en donde se considere probable que ocurra la cedencia por flexión, a consecuencia de los desplazamientos laterales inelásticos en la estructura.

Siendo

L_{cf} = Longitud de confinamiento calculada según las ecuaciones de la Tabla 18.3.4

TABLA 18.3.4 LONGITUD DE CONFINAMIENTO, L_{cf}

L_n/h	L_{cf}
≤ 4	h
$4 < L_n/h \leq 10$	$\frac{h}{6} \left(\frac{L_n}{h} + 2 \right)$
> 10	$2h$

En las zonas confinadas, los estribos deben ser cerrados y su separación s , no debe exceder el menor de los valores siguientes:

1. $d/4$.
2. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
3. 24 veces el diámetro del estribo.
4. 30 cm.

En las zonas no confinadas, y a menos que el diseño por corte resulte más exigente, se colocará acero de refuerzo transversal mínimo con una separación no mayor que $0,5d$.

Los estribos se dispondrán de tal forma que las barras longitudinales resulten arriostradas, por lo que cumplirán con los mismos requisitos exigidos para las ligaduras en la Sección 7.5.2. Los ganchos arriostrarán las barras longitudinales periféricas y se proyectarán hacia el núcleo del miembro.

18.3.5 Diseño por corte

La fuerza de corte para el diseño o demanda de cortante V_e , se determinará del diagrama de cuerpo libre considerando que en la parte del miembro comprendido entre las caras internas de los nodos, o donde puedan ocurrir las rótulas plásticas, actúan momentos de signos opuestos, en sentido horario y antihorario, correspondientes al momento resistente máximo probable M_{pr} en las caras internas de los nodos, o donde

puedan ocurrir las rótulas plásticas, y que el miembro en el tramo analizado está cargado por las combinaciones (9-5) y (9-7) del Artículo 9.3. El corte se calculará con la ecuación (18-1).

$$V_e = V_{hp} + V_o = \frac{(M_{pr}^{\pm})_i + (M_{pr}^{\mp})_j}{L_n} + V_o \quad (18-1)$$

M_{pr} = Momento resistente máximo probable.

L_n = Luz libre del vano. Véase el Artículo H-18.3.5.

V_o = Fuerza de corte proveniente de las cargas verticales, debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada, kgf.

La resistencia teórica al corte del concreto V_c , se calculará de acuerdo con el Artículo 11.3. Cuando la fuerza axial mayorada en el vano, incluyendo el efecto de sismo, es menor que $0,05 A f'_c$, se supondrá nula la resistencia al corte del concreto.

18.3.5.1 Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal se calculará con las fuerzas de corte V_e , y cumplirá con las disposiciones del Capítulo 11, incorporando las consideraciones sobre la contribución del concreto al corte de la Sección 18.3.5.

El diámetro del estribo no debe ser menor que la barra No. 3 y el primer estribo cerrado estará ubicado a una distancia no mayor de 5 cm de la cara del apoyo.

18.4 NIVEL DE DISEÑO ND3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL: COLUMNAS

18.4.1 Alcance

Los requisitos de este Artículo se aplicarán al diseño de todas las columnas pertenecientes al sistema resistente a sismos, según la clasificación de la Norma Venezolana 1756.

18.4.2 Requisitos

Se diseñarán según el presente Artículo los miembros solicitados por una fuerza axial mayorada que sea menor que $0,75 A f'_c$ y, además, satisfagan las siguientes condiciones geométricas:

- La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor que 30 cm.
- La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular, no sea inferior a 0,4
- Para prevenir la falla por adherencia en concretos con agregado de peso normal, se deberá cumplir la relación h/d_b según la ecuación (18-2), donde d_b , es el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga, cuando esta se extiende a través del nodo viga-columna.

$$\frac{h}{d_b} = \frac{\alpha_a f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (18-2)$$

Donde α_a tomará un valor entre 0,08 y 0,10 de acuerdo a las consideraciones expuestas en el Anexo H.

Los valores de la ecuación 18.2 se incrementarán en un 30% cuando se trate de concretos con agregado liviano.

- Los efectos de esbeltez no exceden los límites establecidos en el Artículo 10.6.

18.4.3 Resistencia mínima a la flexión de las columnas

La resistencia a flexión de las columnas dimensionadas para resistir carga axial mayorada, en cada nivel, dirección de análisis, dirección de aplicación de la carga lateral y combinación de solicitaciones, podrá ser obtenida por los procedimientos indicados en las Subsecciones 18.4.3.1 ó 18.4.3.2.

La verificación de la ecuación (18-3a) ó (18-3b), podrá obviarse cuando se demuestre analítica o experimentalmente que no se formará un mecanismo tal que comprometa la estabilidad del entrepiso en consideración.

En el caso de reubicación de articulaciones plásticas en las vigas, se deberá justificar analítica o experimentalmente las modificaciones a los métodos contemplados en las Subsecciones 18.4.3.1 ó 18.4.3.2.

18.4.3.1 Procedimiento 1. Verificación por nodo.

En cada nodo se verificará que se satisfaga la ecuación (18-3a):

$$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_v \quad (18-3a)$$

ΣM_c = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas que se conectan en las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas concurrentes. La resistencia a la flexión de las columnas debe calcularse para la carga axial mayorada, que sea consistente con la dirección de la fuerza lateral considerada, y que resulte en la menor resistencia a flexión.

ΣM_v = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas que se conectan en las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las columnas concurrentes. En sistemas estructurales con vigas T o L, donde la losa maciza esté en tracción por los momentos actuantes en las caras del nodo, el acero de refuerzo de la losa colocada en la anchura efectiva de ésta, según el Artículo 8.9, se supondrá que contribuye a la resistencia a flexión si tal refuerzo está debidamente anclado en una sección adyacente a la sección crítica. En los pisos constituidos por losas nervadas no se considerará el acero de refuerzo para efectos de resistencia a flexión.

Cuando en algún nodo no se cumpla con la ecuación (18-3a) para las condiciones establecidas en el Artículo 18.4.3, la columna que se conecta por debajo del mismo deberá reforzarse en toda su altura, manteniendo la separación del acero de refuerzo transversal especificado en la Sección 18.4.5. Adicionalmente, deberá ignorarse la contribución positiva en la rigidez y resistencia lateral de dicha columna en la estructura.

La condición establecida por la ecuación (18-3a) podrá obviarse cuando se trate de columnas que soportan directamente el techo. En estos casos, dichas columnas deben reforzarse en toda su altura, manteniendo la separación del acero de refuerzo transversal especificada en la Sección 18.4.5.

18.4.3.2 Procedimiento 2. Verificación por nivel.

Las resistencias a flexión de las columnas en cada nivel, para las condiciones establecidas en el Artículo 18.4.3, deberán satisfacer la condición:

$$\Sigma M_{cn} \geq 1.20 \Sigma M_{vn} \quad (18-3b)$$

ΣM_{cn} = Suma de los momentos correspondientes a las resistencias teóricas a flexión de todas las columnas que se conectan por debajo del nivel en consideración.

ΣM_{vn} = Suma de los momentos correspondientes al menos a las resistencias teóricas a flexión en los extremos de cada una de las vigas del nivel en la dirección bajo consideración. Para el caso de vigas T o L, donde la sección de losa esté en tracción por los momentos actuantes en las caras de la junta, el acero de refuerzo de dicha sección de losa colocada en la anchura efectiva de ésta, según el Artículo 8.9, se considerará que contribuye a la resistencia a flexión si tal refuerzo puede desarrollarse en la sección crítica. Los momentos de las columnas se deben sumar de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas según sea la dirección de análisis.

18.4.4 Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal se determinará para la combinación más desfavorable de carga axial y momentos mayorados, considerando adicionalmente la Sección 18.4.3.

La cuantía geométrica ρ no será menor que 0,01 ni mayor que 0,06.

18.4.5 Diseño del refuerzo transversal

A menos que el diseño por corte según la Sección 18.4.6 requiera una cantidad mayor, se dispondrá el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.4.

El acero de refuerzo transversal especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3, se dispondrá a lo largo de la longitud L_o , medida desde cada cara del nodo y a ambos lados de cualquier sección en donde se considere probable que ocurra la cedencia por flexión, a consecuencia de los desplazamientos laterales inelásticos en la estructura. La longitud L_o , será la mayor de:

- a. La mayor dimensión de la sección transversal del miembro;
- b. 1/6 de la altura libre del miembro;
- c. 45 cm.

En la dirección del acero de refuerzo longitudinal, las ligaduras cerradas quedarán separadas a una distancia no mayor que:

1. Un cuarto de la menor dimensión del miembro;
2. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
3. El valor s_x , definido por la ecuación (18-4):

$$s_x = 10 + \frac{35 - h_x}{3} \quad (18-4)$$

donde $10 \leq s_x \leq 15$ cm.

En la sección transversal del miembro estructural, las ligaduras cerradas, simples o múltiples, se espaciarán en cada dirección una distancia h_x , no mayor de 35 cm. centro a centro. Véase la Figura H-XX.

Cuando el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en la Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3 no se requiera en toda la altura de la columna, la longitud de la columna fuera de la zona confinada quedará reforzada con ligaduras cerradas, cuya separación, centro a centro, no excederá el menor de los dos valores siguientes:

1. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
2. 15 cm.

Cuando se utilicen zunchos o espirales como acero de refuerzo transversal, su separación máxima será 7,5 cm y la mínima 2,5 cm, además deben cumplir lo especificado en la Sección 7.5.1

18.4.5.1 Acero de refuerzo helicoidal

La cuantía de refuerzo helicoidal, ρ_s , no será menor que la requerida por la ecuación (10-5) respetando el límite inferior dado por la ecuación:

$$\rho_s \geq 0,12 f'_c / f_{yt} \quad (18-5)$$

Podrá considerarse el efecto simultáneo de fuerza axial y momento, modificando la ecuación (18-5) según como se indica en el Anexo H 18.4.5.1.

18.4.5.2 Ligaduras

En cada dirección principal de la sección transversal de la columna, el área total de las ligaduras cerradas, no será menor que el mayor de los valores dados por las ecuaciones (18-6) y (18-7), donde h_c , es la dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de confinamiento:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (18-6)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s h_c f'_c}{f_{yt}} \quad (18-7)$$

Como refuerzo transversal, se deberá utilizar ligaduras cerradas, simples o múltiples. Como complemento se podrán usar ligaduras de una rama, con igual diámetro y separación que las anteriores, de forma tal que cada extremo abrace una barra longitudinal.

Los ganchos de las ligaduras, se doblarán a 135° y tendrán una longitud de 6 diámetros ó 7,5 cm, la que sea mayor.

Podrá considerarse el efecto simultáneo de fuerza axial y momento, modificando las ecuaciones (18-6) y (18-7) según como se indica en el Anexo H-18.4.5.2

18.4.5.3 Núcleo del miembro

Cuando el núcleo del miembro es capaz de resistir las solicitaciones que resultan de las combinaciones normativas incluidos el efecto del sismo, se pueden obviar las ecuaciones (10-5) y (18-6).

Cuando el espesor del concreto medido por fuera del acero de refuerzo transversal excede 10 cm, se debe colocar acero de refuerzo transversal adicional con un espaciamiento no mayor a 30 cm. El espesor del concreto medido por fuera del refuerzo transversal adicional no debe exceder 10 cm.

18.4.5.4 Miembros discontinuos

En columnas que excepcionalmente reciban reacciones de miembros rígidos discontinuos, como por ejemplo muros, cuya fuerza axial a compresión mayorada sea debida a las acciones sísmicas, el acero de refuerzo transversal por confinamiento será igual al requerido por las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3 con la separación especificada en la Sección 18.4.5, se dispondrá en toda la altura de la columna por debajo del nivel en el cual ocurra la discontinuidad. Dicho acero de refuerzo se extenderá dentro del miembro rígido discontinuo, al menos una longitud igual a la de transferencia de tensiones de la barra longitudinal de mayor diámetro de acuerdo con la Sección 18.5.4. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el acero de refuerzo transversal especificado anteriormente, se extenderá dentro del muro por lo menos la longitud de transferencia de tensiones de la barra longitudinal de mayor diámetro en toda su longitud. Si la columna termina en una fundación o losa de fundación, el acero de refuerzo transversal especificado se extenderá al menos 30 cm en la fundación o en la losa de fundación.

18.4.6 Diseño por corte

18.4.6.1 Fuerza cortante de diseño

La resistencia a fuerza cortante de las columnas V_e , dimensionadas para resistir carga axial mayorada, en cada nivel, dirección de análisis, dirección de aplicación de la carga lateral y combinación de solicitaciones, podrá ser obtenida de la siguiente manera:

- Con la carga axial mayorada N_u , que conduzca al mayor momento resistente máximo probable, M_{pr} , en los extremos de la columna. El corte correspondiente a las articulaciones plásticas en cada extremo de la columna.
- El corte de las columnas V_e , no necesitará exceder al obtenido de las resistencias a flexión de los nodos, basadas en los momentos máximos probables de los miembros transversales que se conectan a ellos.
- El corte de las columnas V_e , no será menor el corte determinado por el análisis, V_u .

18.4.6.2 Acero de refuerzo transversal por corte

El acero de refuerzo transversal dispuesto en la longitud L_o , especificada en la Sección 18.4.5, se calculará para resistir el corte V_e , obtenido según el procedimiento de la Sección 18.4.6.1 suponiendo $V_c = 0$, cuando a lo largo de las columnas se cumplan simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- La fuerza axial mayorada en el vano, incluyendo las solicitaciones sísmicas es menor que $0,05 A f'_c$.
- Cuando en alguna de las dos secciones extremas se verifique que;

$$V_e \geq 0,5 V_u \quad (18-8)$$

Cuando se tome en cuenta la contribución del concreto, V_c se podrá calcular con la ecuación (11-4).

18.5 NIVEL DE DISEÑO ND3. NODOS

18.5.1 Requisitos

Los nodos viga-columna deben ser capaces de resistir en ambas direcciones principales, las fuerzas cortantes debidas a los momentos máximos probables M_{pr} de las vigas y columnas concurrentes a ellos, siempre que no sean menores que los cortes mayorados V_u obtenidos del análisis con las combinaciones de solicitaciones.

Para efectos de cálculo, la tensión en los aceros de refuerzo a tracción de las vigas, se tomará mayor o igual que $1,25 f_y$.

La resistencia de diseño del nodo, según la Tabla 9.4, se calculará con el factor de minoración de resistencia $\phi = 0,85$.

Un nodo se considera confinado, cuando en todas sus caras llegan miembros confinantes. Un miembro se considera confinante cuando cubre al menos $\frac{3}{4}$ partes de la cara del nodo.

18.5.2 Resistencia al corte

Para concretos con agregado normal la resistencia teórica al corte del nodo, no excederá los siguientes valores:

$$\text{Para nodos confinados, } V_c = 5,3 \sqrt{f'_c} A_j$$

$$\text{Para nodos conectados por dos o tres miembros confinantes, } V_c = 4,0 \sqrt{f'_c} A_j$$

$$\text{Para otros casos, } V_c = 3,2 \sqrt{f'_c} A_j.$$

donde:

$A_j =$ Área horizontal efectiva de la sección transversal del nodo en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte en el nodo, igual al producto $b_j h_j$, en cm^2 .

$b_j =$ Anchura efectiva del nodo.

En vigas de menor anchura que la columna, la anchura efectiva del nodo es igual al menor valor entre: a) la anchura menor de la viga más la profundidad del nodo o; b) la anchura menor de la viga más dos veces la menor distancia perpendicular al eje de la viga, desde el borde de esta al borde la columna, sin exceder la anchura de la columna.

$h_j =$ Profundidad del nodo igual a la dimensión de la columna paralela a la dirección de las vigas.

Cuando se trate de concretos elaborados con agregados livianos, la resistencia teórica al corte del nodo, no debe exceder el 75% de las resistencias para concretos de agregado normal.

18.5.3 Acero de refuerzo transversal por confinamiento en los nodos

El acero de refuerzo transversal especificado en la Sección 18.4.5 se colocará dentro del nodo, a menos que el mismo esté confinado. En este caso, se permite reducir la cantidad del acero de refuerzo transversal al 50% de lo exigido por las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2, el cual será detallado según la Sección 18.4.5 en una altura igual a la menor altura de las vigas concurrentes y con una separación no mayor de 15 cm.

Cuando en una dirección el nodo no está confinado por vigas, el acero de refuerzo transversal exigido por las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2 y detallado según la Sección 18.4.5, será dispuesto a través del nodo para suministrar confinamiento al acero de refuerzo longitudinal de la viga cuando este quede fuera del núcleo de la columna.

18.5.4 Longitudes de anclaje del acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal de la viga que termine en una columna, se extenderá a la cara más lejana del núcleo confinado de la columna y se anclará en tracción de acuerdo con la Subsección 18.5.4.1 y en compresión según el Capítulo 12.

18.5.4.1 Barras con ganchos

En concretos con agregados normales y cuando se trate de barras No. 3 a No. 11, la longitud de transferencia de tensiones por anclaje L_{dh} para una barra con un gancho estándar de 90° , no será menor que $8d_b$, 15 cm o la longitud requerida por la ecuación (18-9):

$$L_{dh} = \left(\frac{d_b f_y}{17,2 \sqrt{f'_c}} \right) \quad (18-9)$$

Para concretos con agregados livianos, los valores de la longitud de anclaje anteriormente mencionado, deben incrementarse en un 25%.

En todo caso, el gancho de 90° de la barra, debe estar situado dentro del núcleo confinado de una columna o de un miembro de borde.

18.5.4.2 Barras rectas

Para barras sin ganchos, cuyos diámetros no excedan al de la barra No. 11, la longitud de anclaje será: a) por lo menos igual a 2.5 veces la longitud exigida en la Subsección 18.5.4.1 cuando el espesor de concreto vaciado por debajo de la barra es igual o menor que 30 cm; y b) 3,25 veces la longitud establecida en la Subsección citada, cuando el espesor de concreto vaciado por debajo de la barra excede 30 cm.

La longitud de anclaje a través del núcleo confinado de una columna o un miembro de borde, será igual al valor siguiente:

$$L_{dm} = 1,6 L_d - 0,6 L_{dc} \quad (18-10)$$

donde:

L_{dm} = Longitud de transferencia de tensiones requerida cuando la barra no está totalmente contenida en el núcleo confinado.

L_d = Longitud de transferencia de tensiones por anclaje requerida en la presente Subsección.

L_{dc} = Longitud de transferencia de tensiones de la barra, contenida en el núcleo confinado.

18.6 NIVELES DE DISEÑO ND3 y ND2. DIAFRAGMAS, CERCHAS, AMARRES Y MIEMBROS COLECTORES

Los requisitos de este Artículo se aplicarán a las cerchas que forman parte del sistema resistente a sismos con Niveles de Diseño ND3 o ND2, así como también a las losas de piso y de techo que actúan como diafragmas, amarres, puntales, miembros colectores y las diagonales de los pórticos arriostrados, que transmiten las fuerzas sísmicas.

18.6.1 Cerchas estructurales, amarres y miembros colectores

Cuando las tensiones de compresión en los miembros de cerchas estructurales, amarres y miembros colectores exceden de $0,2 f'_c$ se dispondrá acero de refuerzo transversal en toda la longitud del miembro, como el que se especifica en la Sección 18.4.5. El refuerzo transversal especial puede ser discontinuado a partir de la sección donde la tensión de compresión calculada sea menor que $0,15 f'_c$. Los aceros de refuerzo deben calcularse para las fuerzas mayoradas utilizando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones totales de los miembros considerados.

Las fuerzas cortantes de diseño deben obtenerse a partir del análisis de cargas mayoradas y combinadas de acuerdo al Artículo 9.3. La verificación de la resistencia al corte cumplirá con la Sección 14.5.1, con las siguientes modificaciones:

En la ecuación (14-7), $\alpha_c = 0,53$; con la condición $V_n \leq 2,12 A_{cv} \sqrt{f'_c}$

18.6.2 Diafragmas

Los diafragmas utilizados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño especificadas deben cumplir lo siguiente:

- a. Las losas de concreto y las losetas de miembros compuestos no serán menores de 5 cm;
- b. En las superficies de las losas colocadas sobre miembros de pisos y techos prefabricados, el espesor de los miembros colectores y de borde, no serán menor de 8 cm ó $6d_b$, donde d_b es el diámetro del mayor acero de refuerzo en la losa.

En los bordes de las aberturas de los diafragmas se dispondrán miembros de borde. El espesor de los miembros de borde no necesita ser mayor que el espesor del diafragma.

18.6.3 Loseta vaciada en sitio sobre nervios prefabricados

Las losas de piso o techo vaciadas en sitio sobre un sistema formado por nervios prefabricados, pueden servir como diafragma estructural cuando las mismas tengan las dimensiones y los detalles adecuados como para resistir las fuerzas de diseño. La superficie de concreto previamente endurecido sobre la cual se vacía la losa estará limpia, libre de lechada de cemento y con superficie intencionalmente rugosa.

18.7 NIVEL DE DISEÑO ND2. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN: VIGAS

18.7.1 Alcance

Rigen las disposiciones de la Sección 18.3.1.

18.7.2 Requisitos

Rigen las disposiciones de la Sección 18.3.2.

18.7.3 Diseño por flexión

Rigen las disposiciones de la Sección 18.3.3, salvo en el detallado del acero de refuerzo longitudinal que se sustituyen por los acápites a y b:

- a. En las caras de los apoyos, el acero de refuerzo del lecho inferior de la viga debe ser tal que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos un tercio de la capacidad para resistir momentos negativos.
- b. En cualquier sección a lo largo del miembro, la capacidad resistente tanto para momento positivo como para momento negativo, será por lo menos igual a la quinta parte de la respectiva capacidad resistente de la sección en la cara del apoyo, debiendo adoptarse a estos efectos aquel extremo del miembro que demande la mayor capacidad resistente.

18.7.4 Diseño del refuerzo de confinamiento

Las zonas confinadas se definen en la Sección 18.3.4.

18.7.5 Diseño por corte

La fuerza de corte para el diseño o demanda de cortante V_u , se determinará del diagrama de cuerpo libre considerando que en la parte del miembro comprendido entre las caras internas de los nodos, o donde puedan ocurrir las rótulas plásticas, actúan momentos de signos opuestos, en sentido horario y antihorario, correspondientes al momento M_n en las caras de los nodos, o donde puedan ocurrir las rótulas plásticas, y que el miembro en el tramo analizado está cargado por las combinaciones (9-5) y (9-7) del Artículo 9.3. El corte se calculará con la ecuación (18-11).

$$V_c = V_h + V_o = \frac{(M_n^{\pm})_i + (M_n^{\mp})_j}{L_n} + V_o \quad (18-11)$$

V_o = Fuerza de corte proveniente de las cargas verticales, debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada, kgf.

L_n = Luz libre del vano determinada según el procedimiento del Anexo H-18.3.5

Se supondrá que la resistencia teórica al corte del concreto V_c , es cero cuando se cumplan simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- a. La fuerza axial mayorada en el vano, incluyendo el efecto de sismo, es menor que $0,05 A f'_c$.
- b. Cuando en alguna de las dos secciones extremas se verifique que:

$$V_h \geq 0,5 V_u \quad (18- 12)$$

18.7.5.1 Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal se calculará con las fuerzas de corte de diseño que resulten de aplicar la ecuación (18-11), siguiendo las disposiciones del Capítulo 11, incorporando las consideraciones sobre la contribución del concreto al corte de la Sección 18.7.5.

A menos que los requisitos de la Sección 18.7.5 resulten más exigentes, se colocará refuerzo transversal mínimo con arreglo a la Sección 18.3.4.

18.8 NIVEL DE DISEÑO ND2. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL: COLUMNAS

18.8.1 Alcance

Rigen los requisitos de la Sección 18.4.1.

18.8.2 Requisitos

Rigen los requisitos de la Sección 18.4.2.

18.8.3 Resistencia mínima a la flexión de las columnas

Rigen los requisitos y procedimientos de la Sección 18.4.3, sustituyendo el coeficiente de 1,20 por 1,10.

18.8.4 Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal se calculará para la combinación más desfavorable de carga axial y momentos mayorados tomando en consideración la Sección 18.8.3.

La cuantía geométrica ρ_g no será menor que 0,01 ni mayor que 0,06.

18.8.5 Diseño del refuerzo de confinamiento

A menos que el diseño por corte según la Sección 18.8.6 requiera una cantidad mayor, se colocará el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.4.

La longitud a ser confinada se regirá por la Sección 18.4.5.

En la dirección del acero longitudinal las ligaduras cerradas, quedarán separadas a una distancia que no exceda:

- a. 15 cm;
- b. 8 veces diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

En la dirección perpendicular al eje longitudinal del miembro estructural las ligaduras cerradas, serán simples o múltiples, se espaciarán no más de 35 cm centro a centro.

Cuando el acero de refuerzo transversal especificado en la Subsección 18.8.5.1 no se requiera en toda la altura de la columna, la longitud de la columna fuera de la zona confinada quedará reforzada con ligaduras cerradas cuya separación, centro a centro, no excederá el menor de los dos valores siguientes:

- a. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
- b. 20 cm.

18.8.5.1 Acero de refuerzo helicoidal y ligaduras

La cuantía de acero de refuerzo transversal, helicoidal o ligaduras cumplirá con las Subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.2, respectivamente.

18.8.5.2 Núcleo del miembro

Regirá la Subsección 18.4.5.3

18.8.5.3 Miembros discontinuos

Las columnas que excepcionalmente soporten reacciones de miembros rígidos discontinuos, como por ejemplo muros, se regirán por la Subsección 18.4.5.4

18.8.6 Diseño por corte**18.8.6.1** Fuerzas cortante de diseño

La resistencia a fuerza cortante de las columnas V_e , dimensionadas para resistir carga axial mayorada, en cada nivel, dirección de análisis, dirección de aplicación de la carga lateral y combinación de solicitaciones, podrá ser obtenida de la siguiente manera:

- a. Con la carga axial mayorada N_u , que conduzca al mayor momento resistente teórico M_c , en los extremos de la columna.
- b. El corte de las columnas, V_e , no necesitará exceder al obtenido de las resistencias a flexión de los nodos, basadas en los momentos resistentes teóricos de los miembros transversales M_n , que se conectan a ellos.
- c. El corte de las columnas V_e , no será menor el corte determinado por el análisis V_u .

18.8.6.2 Acero de refuerzo transversal por corte

Rige la Subsección 18.4.6.2

18.9 NIVEL DE DISEÑO ND2. NODOS

En este Artículo rigen las disposiciones del Artículo 18.5, excepto que los nodos viga-columna deben ser capaces de resistir en ambas direcciones principales las fuerzas cortantes debidas a los momentos teóricos modificados con $1,1f_y$ de las vigas y los momentos teóricos de columnas concurrentes a ellos obtenidos en el acápite c de la Sección 18.8.6. La tensión en los aceros de refuerzo a tracción de las vigas se calculará con $1,1f_y$ y el de las columnas con $f_s=f_y$.

18.10 MIEMBROS DE PORTICOS QUE NO FORMAN PARTE DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS**18.10.1 Materiales y empalmes**

Los materiales utilizados cumplirán con la Sección 18.2.1. Los empalmes del acero de refuerzo cumplirán con la Sección 18.2.3.

18.10.2 Criterios de diseño

Los miembros que se consideran no contribuyentes a la resistencia lateral, pero sometidos al desplazamiento de diseño, serán detallados de acuerdo con las Subsecciones 18.10.2.1 y 18.10.2.2, dependiendo de la magnitud de los momentos inducidos en esos miembros.

18.10.2.1 Momentos y cortes inducidos

Para el diseño se usará la más desfavorable de las siguientes hipótesis de combinación de solicitaciones:

- a. $1,2 CP + \gamma CV$;
- b. $0,9 CP$.

Los valores de γ se dan en el Artículo 9.3.

El diseño debe verificar que los momentos y cortes inducidos por el desplazamiento de diseño combinados con los momentos y cortes gravitacionales mayorados, no exceden a los momentos y cortes resistentes minorados en los miembros del pórtico.

18.10.2.2 Fuerza axial

a. Los miembros solicitados por una fuerza axial mayorada N_u , que no exceda de $0,1 A f'_c$, cumplirán con las Secciones 18.3.3 y 18.3.4. Los estribos se colocarán a todo lo largo del miembro y estarán separados una distancia no mayor que $0,5d$ del miembro.

b. Los miembros solicitados por fuerza axial mayorada N_u , que excede a $0,1 A f'_c$ cumplirán con las Secciones 18.4.4, 18.4.5 y 18.5.2. Las ligaduras se colocarán a todo lo largo de la columna con una separación s_o , la cual no será mayor que el menor valor entre:

1. seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, ó
2. 15 cm.

Cuando en los miembros que soporten fuerzas axiales $N_u > 0,35 [0,85 f'_c (A - A_s) + f_y A_s]$, se cumplirá con la presente Subsección. El acero de refuerzo transversal colocado será la mitad de lo requerido en la Subsección 18.4.5.1, pero su separación no excederá el valor de s_o , en toda la altura de la columna.

18.11 EFECTOS DE LA TABIQUERÍA

La influencia de la tabiquería no estructural en el comportamiento ante fuerzas laterales de la estructura debe ser tomada en cuenta por el proyectista, ya sea incorporándola en el modelo o aislándola de la estructura, en cuyo caso debe garantizar su estabilidad para las fuerzas laterales de viento o de sismo.

Cuando una pared o muro, estructural o no, se interrumpe a poca distancia del nivel siguiente dejando un vacío o ventana que propicie el efecto de columna cautiva o columna corta, deben estudiarse las siguientes medidas correctivas:

a. Localizar en la parte central del vano una ventana más corta de tal manera que el muro o pared esté adosado a la columna en toda su altura. La anchura de la pared o muro entre la cara de la columna y la ventana deber ser por lo menos igual al doble de la dimensión vertical de la ventana.

b. Separar las paredes o muros de las columnas mediante una junta de al menos 1,5% de la altura del entrepiso. Los muros deben anclarse para prevenir su volcamiento por fuerzas perpendiculares a su plano.

c. Cuando no se pueda cumplir con a ó b, se colocarán ligaduras en toda la altura de la columna según los requisitos de la Sección 18.4.5, y la resistencia a las fuerzas de corte según el Artículo 11.3, se calculará usando como altura la dimensión vertical de la ventana en lugar de la altura de entrepiso.

CAPÍTULO 19 MIEMBROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO SIMPLE O NO REFORZADO

19.1 ALCANCE

En este Capítulo se establecen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de miembros estructurales de concreto de agregado normal no reforzado, también denominado concreto simple, vaciado en sitio. Aquellos miembros cuyas cuantías de refuerzo sean inferiores a las mínimas requeridas, se considerarán como miembros de concreto simple.

Este Capítulo no sustituye las disposiciones establecidas para el diseño y construcción de pilotes de concreto vaciados en sitio y pilas o estribos de muros de retención de puentes, empotrados en el terreno.

Los requisitos de este Capítulo deben observarse en el diseño de estructuras especiales de concreto no reforzados, tales como: arcos, estructuras subterráneas de servicio, muros de gravedad y muros de defensa con excepción de lo siguiente:

- a. Los muros estructurales de concreto simple a nivel de base, quedan eximidos de los requisitos establecidos en el Artículo 4.3 para condiciones especiales de exposición.
- b. Las losas apoyadas directamente sobre el terreno, salvo que solo transmitan a éste cargas verticales generadas en otras partes de la estructura.

19.2 LIMITACIONES

19.2.1 Tipos de miembros

El uso del concreto simple en miembros estructurales, está limitado a:

- a. Miembros en los cuales todas las condiciones de carga, generan acciones de arco a la compresión, incluidos los efectos sísmicos;
- b. Muros y pedestales (véase los Artículos 19.6 y 19.8);
- c. Miembros apoyados en forma continua sobre el terreno o sobre otros miembros estructurales capaces de suministrar soporte continuo a solicitaciones verticales.

No se admite el empleo de concreto simple en columnas ni en zapatas apoyadas sobre pilotes. Tampoco se admite el uso de concreto liviano.

19.2.2 Resistencia mínima

La resistencia a la compresión especificada para concretos simples, no será menor que 210 kgf/cm^2 .

19.3 JUNTAS

Para limitar la necesidad de controlar las tensiones internas debidas a los efectos de fluencia, retracción y temperatura, en miembros estructurales de concreto simple se dispondrán juntas de retracción o de dilatación.

En la determinación del número y ubicación de las juntas de dilatación, se considerará la influencia de los siguientes factores: (i) las condiciones climáticas; (ii) la selección y dosificación de materiales; (iii) el mezclado, vaciado y curado del concreto; (iv) el grado de restricción a movimientos; (v) las tensiones debidas a las cargas de servicio, y; (vi) las técnicas constructivas.

19.4 MÉTODO DE DISEÑO

19.4.1 Criterios generales

Los miembros estructurales de concreto simple deben diseñarse para alcanzar una resistencia adecuada con arreglo a esta Norma, para lo cual se emplearán los factores de combinación de solicitaciones y minoración de la resistencia del Capítulo 9.

19.4.2 Resistencia a tracción

Cuando se cumpla con el Artículo 19.3, se podrá considerar la resistencia a la tracción de miembros estructurales de concreto simple. En miembros aislados se considerará que la capacidad de transmitir tracciones es nula en los siguientes casos: los bordes exteriores, las juntas de construcción y las de dilatación.

19.4.3 Resistencia a la flexión y a la fuerza axial

La resistencia de diseño a la flexión y a fuerzas axiales de miembros estructurales de concreto simple, se basará en relaciones lineales tensión–deformación, tanto a la tracción como a la compresión. Cuando se calcule la resistencia a la flexión, flexocompresión y corte, en el diseño se considerará toda la sección transversal del miembro, a excepción de miembros vaciados sobre el terreno en cuyo caso al espesor total h , se le restarán 5 cm.

19.4.4 Acero de refuerzo

Cuando la sollicitación mayorada exceda la resistencia de diseño, se dispondrá acero de refuerzo y el miembro en cuestión será diseñado como un miembro de concreto reforzado según los requisitos de esta Norma.

19.5 DISEÑO EN ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

19.5.1 Resistencia teórica a flexión

El diseño de secciones transversales sometidas a flexión, debe satisfacer la condición:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (19-1)$$

Donde el momento resistente teórico M_n calculado es igual a:

$$i) \text{ Cuando controla la tracción: } M_n = 1,33 \sqrt{f'_c} S_e \quad (19-2)$$

$$ii) \text{ Cuando controla la compresión: } M_n = 0,85 f'_c S_e \quad (19-3)$$

donde S_e , es el módulo elástico de la sección transversal.

19.5.2 Resistencia teórica a compresión

El diseño de secciones transversales sometidas a compresión, deben satisfacer la condición:

$$\phi N_n \geq N_u \quad (19-4)$$

La resistencia teórica a la compresión N_n es igual a:

$$N_n = 0,60 f'_c \left[1 - \left(\frac{L_c}{32h} \right)^2 \right] A_1 \quad (19-5)$$

donde A_1 , es el área cargada y L_c , es la longitud de compresión del miembro.

19.5.3 Resistencia teórica a la flexocompresión

Miembros sometidos simultáneamente a flexión y fuerza axial, serán diseñados de acuerdo con los siguientes criterios:

a. Caras con la máxima compresión:

$$N_u / \phi N_n + M_u / \phi M_n \leq 1 \quad (19-6)$$

b. Caras con la máxima tracción:

$$M_u/S_e - N_u/A \leq \phi 1,33 \sqrt{f'_c} \quad (19-7)$$

donde M_n , es la resistencia teórica calculada en la Sección 19.5.1.

19.5.4 Resistencia teórica a la fuerza cortante

El diseño de secciones transversales sometidas a compresión, debe satisfacer la condición:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (19-8)$$

donde V_u , es la fuerza cortante mayorada y la resistencia teórica al corte, se calcula de acuerdo con los siguientes criterios:

a. Cuando se trate de solicitaciones en una dirección:

$$V_n = 0,35 \sqrt{f'_c} b h \quad (19-9)$$

b. Cuando se trate de acciones en dos direcciones:

$$V_n = \left[0,35 + \frac{0,70}{\beta_c} \right] \sqrt{f'_c} b_o h \leq 0,70 \sqrt{f'_c} b_o h \quad (19-10)$$

Donde: β_c es la relación entre la mayor y menor dimensión del área donde actúa una carga concentrada; b_o , es el perímetro de la sección crítica a corte en zapatas.

19.5.5 Resistencia al aplastamiento

Las áreas de soporte sometidas a la compresión deben satisfacer la siguiente condición:

$$\phi B_n \geq B_u \quad (19-11)$$

En el caso de apoyos o soportes sometidos a la compresión, la resistencia teórica al aplastamiento B_n , del área cargada A_1 , se calculará de acuerdo con:

$$B_n = 0,85 f'_c A_1 \quad (19-12)$$

En caso de que en todos los lados, el área de apoyo (A_2) sea más ancha que el área que transmite la carga, $\sqrt{f'_c}$, el valor de B_n se multiplicará por:

$$\sqrt{(A_2 / A_1)} \leq 2 \quad (19-13)$$

19.6 MUROS

19.6.1 Apoyos

Los muros estructurales de concreto simple deben quedar apoyados en forma continua sobre: suelo, zapatas, muros de fundación, vigas de riostra u otros miembros estructurales capaces de suministrar soporte vertical.

19.6.2 Espesor

El espesor de muros de apoyo no será menor que 1/24 de la altura o de la longitud no restringida lateralmente cualquiera que sea menor, ni menor que 14 cm. El espesor de los muros exteriores y muros de fundación, no será menor que 20 cm.

19.6.3 Arriostramiento

Los muros deben quedar arriostrados contra traslaciones laterales. Véase el Artículo 19.3 y la Sección 19.4.2.

19.6.4 Resistencia de diseño

Los muros estructurales de concreto simple deben ser diseñados para soportar las fuerzas verticales, empujes de tierra u otras fuerzas estáticas a que estén sometidos. Este tipo de muros debe diseñarse para la excentricidad correspondiente al máximo momento que pueda acompañar a la fuerza axial, pero no menos que $0,10h$. Si la resultante de todas las cargas mayoradas se localiza dentro del tercio central del espesor total del muro, el diseño se ejecutará con la Sección 19.5.3.

El diseño para resistir fuerzas cortantes se ejecutará de acuerdo con la Sección 19.5.4.

19.6.5 Longitud horizontal efectiva

La longitud horizontal efectiva de muro a ser considerada para cada carga vertical concentrada, no excederá la distancia centro a centro entre cargas, ni la suma de la anchura del apoyo más cuatro veces el espesor del muro, salvo que se realice un análisis detallado de tensiones.

19.6.6 Aberturas

Alrededor de aberturas tales como ventanas o puertas, se dispondrán no menos de 2 barras N° 5. Tal refuerzo debe extenderse como mínimo 60 cm mas allá de las esquinas de las aberturas.

19.7 ZAPATAS

19.7.1 Criterios de diseño

Las zapatas de concreto simple, se diseñarán para las cargas combinadas y reacciones inducidas con arreglo a los requerimientos de diseño establecidos en las Secciones 19.7.2 a 19.7.6.

19.7.2 Área de la base

El área de la base de la zapata se determinará a partir de las fuerzas y momentos de servicio transmitidos al terreno y las presiones admisibles seleccionadas de acuerdo con los principios de la Mecánica de Suelos.

19.7.3 Espesor mínimo

El espesor de zapatas de concreto simple no será menor que 20 cm. Véase la Sección 19.4.3.

19.7.4 Secciones críticas

Para el diseño por flexión se verificarán las siguientes secciones críticas:

- a. Para zapatas que soportan columnas, pedestales o muros de concreto, en la cara de la columna pedestal o muro;
- b. Para zapatas que soportan un muro de mampostería, en la mitad de la distancia entre el centro y la cara del muro;
- c. Para zapatas que soportan una columna con una base metálica, en la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la base metálica.

19.7.5 Resistencia al corte en zapatas

La resistencia al corte en zapatas de concreto simple, en la vecindad de cargas concentradas o reacciones, será controlada por la más severa de las dos condiciones siguientes:

- a. Solicitaciones en una dirección de la zapata, con una sección crítica que se extiende en el plano que cruza todo el anchura de la zapata, localizada a una distancia h de la carga concentrada o del área de la reacción. Bajo estas condiciones, la zapata se diseñará con arreglo a la ecuación (19.9).
- b. Solicitaciones en dos direcciones de la zapata, con una sección crítica perpendicular al plano de la misma, localizada de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo, sin que se acerque a menos de $h/2$ del perímetro de la carga concentrada o área de reacción. Para esta condición, la zapata se diseñará de acuerdo con la ecuación (19.10).

Pedestales de concreto simple con sección circular o polígonos regulares, pueden ser tratados como miembros de sección cuadrada con la misma área para la localización de secciones críticas a flexión y a corte.

19.7.6 Aplastamiento

Las solicitaciones combinadas actuando sobre las superficies de apoyo entre miembros soportantes y soportados, no deben exceder la resistencia al aplastamiento según se establece en la Sección 19.5.5.

19.8 PEDESTALES

Los pedestales de concreto simple deben ser diseñados para resistir las cargas verticales o empujes de tierra. La relación entre la altura libre y la menor dimensión lateral promedio no debe ser mayor que 3.

La máxima solicitación axial combinada actuante en pedestales de concreto simple, no debe exceder la resistencia de diseño dada en la Sección 19.5.5.

ANEXO A
(Normativo)
MÉTODO DE LAS BIELAS

A.1 ALCANCE

El Método de las bielas está orientado a la resolución de problemas que no tienen un procedimiento explícito de diseño en esta Norma, y su aplicación está restringida al Estado Límite de Agotamiento Resistente, por lo que no incluye consideraciones de servicio, tales como flecha y fisuración.

A.2 MODELO ESTRUCTURAL**A.2.1 VALIDEZ**

El modelo matemático debe reflejar adecuadamente todas las fuerzas y condiciones de frontera de las regiones donde se presentan discontinuidades.

En aquellas regiones que presenten discontinuidades geométricas, fuerzas concentradas o reacciones en los apoyos, intersecciones entre vigas y de vigas con columnas, y existan distribuciones no lineales de las deformaciones internas de la estructura, la distribución de las tensiones podrá obtenerse por medio de modelos de celosías con miembros (bielas) y nodos de geometría adecuada. En lo sucesivo estas regiones se designan como regiones D.

El análisis y diseño considerará la geometría de la celosía, las dimensiones de sus miembros y zonas nodales, y cumplir con los principios de equilibrio y compatibilidad, incluyendo especialmente las fronteras donde existan discontinuidades.

Para que el modelo estructural mediante celosías sea válido, el ángulo entre las bielas comprimidas y traccionadas concurrentes a un nodo será mayor de 25°. Podrán cruzarse bielas traccionadas con bielas comprimidas, pero las bielas comprimidas solo podrán solaparse o cruzarse en los nodos.

Deberán coincidir los ejes de las bielas traccionadas, con el de su acero de refuerzo.

Podrá incrementarse la resistencia efectiva de las bielas comprimidas, cuando se demuestre mediante ensayos o análisis el incremento de resistencia por confinamiento del acero de refuerzo

A.2.2 CRITERIO GENERAL

El diseño de las bielas y el de sus zonas nodales cumplirá con la siguiente condición:

$$\phi N_t \geq N_u \quad (\text{A-1})$$

donde

N_u = Fuerza axial en la biela, o la fuerza en una de las caras de la zona nodal producida por las solicitaciones mayoradas.

N_t = Resistencia teórica a compresión o tracción de la biela o de la zona nodal, según se especifica en los Artículos A.3 a A.5, y

ϕ = Factor de minoración de la resistencia teórica especificado en el Capítulo 9 o el Anexo B.

A.2.3 RESISTENCIA EFECTIVA DEL CONCRETO

La resistencia efectiva del concreto a compresión en las bielas comprimidas se calculará con las ecuaciones (A-2) y (A-3), usando los factores de modificación β_s y β_n de las Tablas A.1 y A.2, respectivamente:

$$f'_{cu} = 0,85 \beta_s f'_c \quad (\text{A-2})$$

$$f'_{cu} = 0,85 \beta_n f'_c \quad (\text{A-3})$$

TABLA A.1 FACTOR DE MODIFICACIÓN POR FISURACIÓN

CASOS	β_s
1. Bielas comprimidas cuya anchura en su sección media es la misma que la de sus extremos, tales como la zona comprimida de una viga	1,0
2. Bielas comprimidas cuya anchura en su sección media es mayor que la de sus extremos. La biela de anchura variable cumple con los requisitos de la Sección A.3.2.1 a) Con acero de refuerzo b) No reforzada	0,75 0,60 λ
3. Bielas en miembros traccionados, o las alas traccionadas de miembros.	0,40
4. Todos los otros casos.	0,60
Nota: Los valores del factor λ serán los de la Tabla 11.6.2.b	

TABLA A.2 FACTOR DE MODIFICACIÓN POR ANCLAJE

CASOS	β_n
1. Zonas nodales limitadas por bielas comprimidas o zonas cargadas, o ambas	1,0
2. Zonas nodales donde se ancla una sola biela traccionada	0,8
3. Zonas nodales donde se anclan dos o más bielas traccionadas	0,6

A.3 RESISTENCIA DE LAS BIELAS COMPRIMIDAS**A.3.1 RESISTENCIA TEÓRICA**

La resistencia teórica de las bielas comprimidas sin acero de refuerzo longitudinal será el menor entre N_{tc} , calculado según la ecuación (A-4) con el área de la sección transversal de uno de los extremos de la biela A_c , y el menor valor de la resistencia efectiva a compresión del concreto en la biela o en la zona nodal en el mismo extremo de la biela f'_{cu} , obtenido con la ecuación (A-2).

$$N_{tc} = f'_{cu} A_c \quad (\text{A-4})$$

A.3.2.1 BIELAS DE ANCHURA VARIABLE

En las bielas comprimidas cuya anchura en la sección media sea mayor que la anchura de sus extremos, el valor de β_s , indicado en la Tabla A.1 estará condicionado a que el acero de refuerzo que cruza el eje de la biela sea capaz de resistir las fuerzas transversales de tracción que resultan de la propagación de las fuerzas de compresión en la biela. Conservadoramente se podrá suponer que la fuerza de compresión en la biela se distribuye con respecto a su eje con una pendiente 2 (longitudinal): 1 (transversal).

En estas bielas se usarán concretos de resistencia $f'_c \leq 420 \text{ kgf/cm}^2$, y los ejes de las mismas deben estar cruzados por capas de refuerzo que satisfagan la ecuación (A-5):

$$\sum \frac{A_{si}}{b s_i} \text{sen } \gamma_i \geq 0,003 \quad (\text{A-5})$$

donde A_{si} , es el área total del acero de refuerzo en una capa, espaciado s_i y cuyas barras forman un ángulo γ_i con el eje de la biela.

El acero de refuerzo requerido podrá colocarse en dos direcciones ortogonales según los ángulos γ_1 y γ_2 con respecto al eje de la biela, o en una sola dirección formando el ángulo $\gamma \geq 40^\circ$.

A.3.2.2 ACERO DE REFUERZO

La resistencia teórica de las bielas comprimidas podrá incorporar el acero de refuerzo longitudinal contenido en el eje paralelo al eje de la biela, siempre que este acero longitudinal esté confinado transversalmente con zunchos o estribos que cumplen los requisitos del Artículo 7.5. La resistencia teórica de las bielas comprimidas se calculará como:

$$N_{tc} = f'_{cu} A_c + A'_s f'_s \quad (\text{A-6})$$

A.4 RESISTENCIA DE LAS BIELAS TRACCIONADAS

A.4.1 RESISTENCIA TEÓRICA

La resistencia teórica a tracción de las bielas será N_{tt} , calculada como:

$$N_{tt} = A_{st} f_y \quad (\text{A-7})$$

A.4.2 ACERO DE REFUERZO

Los ejes de las bielas traccionadas y el de su acero de refuerzo deben coincidir.

El refuerzo transversal será anclado mediante ganchos, anclajes mecánicos o barras rectas cuya longitud de transferencia de tensiones satisfaga los siguientes requisitos:

- En las zonas nodales se desarrollará la diferencia entre las fuerzas de la biela y la del nodo.
- La biela traccionada anclada en el nodo desarrollará su fuerza en el punto donde el baricentro de su acero de refuerzo permita alejarse de su zona nodal. Esta zona nodal queda definida por la extensión del área de carga o la de un prisma externo a la biela anclada, la que sea mayor.
- Cuando en una zona nodal concurren dos o más bielas traccionadas, las fuerzas en cada dirección serán desarrolladas en el punto donde el baricentro del acero de refuerzo permita alejarse de su zona nodal.
- El acero de refuerzo transversal requerido en la Sección A.3.2.2, se anclará de acuerdo con la Sección 12.4.2

A.5 RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

A.5.1 RESISTENCIA TEÓRICA

La resistencia teórica a compresión de las zonas nodales N_{tn} , se calculará como:

$$N_{tn} = f'_{cu} A_n \quad (\text{A-8})$$

donde A_n , es:

- El área de la cara en la zona nodal en donde actúa N_u , tomada perpendicularmente a la línea de acción de N_u , o
- El área de la sección a través de la zona nodal.

En un modelo tridimensional, el área de cada cara de la zona modal será mayor o igual que la requerida en la ecuación (A-8), y las formas de las caras nodales deben ser similares a las formas de las proyecciones de los extremos de las bielas por encima de las correspondientes caras de las zonas nodales.

ANEXO B
(Normativo)

PROCEDIMIENTO ALTERNO PARA EL DISEÑO POR EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES

B.1 ALCANCE

Alternativamente al Capítulo 9, esta Norma podrá usarse con los factores de combinación de solicitaciones y de minoración de resistencias de este Anexo para el Estado Límite de Agotamiento Resistente. Para el Estado Límite de Servicio rigen las disposiciones del Artículo 9.6.

No se podrán intercambiar los factores de combinación del presente Anexo con los factores de minoración del Capítulo 9.

Los anclajes al concreto se diseñarán con la combinación de solicitaciones más desfavorable del presente Artículo.

B.2 SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Las solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente, **U**, debidas a las cargas permanentes, **CP**, y variables, **CV**, será por lo menos igual a:

$$U = 1,4 CP + 1,7 CV \quad (B-1)$$

En la ecuación (B-1), **U** representa la solicitación para el Estado Límite de Agotamiento del momento **M_U**, la carga axial **N_U**, la fuerza cortante **V_U** o cualquier otra solicitación, y los coeficientes 1,4 y 1,7 son factores de combinación para las respectivas cargas permanentes y variables.

Cuando deban considerarse los efectos de impacto en las combinaciones pertinentes se sustituirá **CV** por (**CV** + impacto).

Cuando se toma en cuenta la acción del sismo **S**, se investigarán las siguientes combinaciones para determinar la máxima solicitación **U**:

$$U = 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV) \pm 1,0 S \quad (B-2) \text{ y}$$

$$U = 0,9 CP \pm 1,0 S \quad (B-3)$$

Para cualquier combinación de **CP**, **CV** y **S**, la solicitación **U** no será menor que la dada por la ecuación (B-1).

En las combinaciones (B-2) y (B-3), las solicitaciones sísmicas **S**, se obtendrán según el Capítulo 8 de la Norma Venezolana 1756. El Artículo 8.6 de la mencionada Norma, permite calcular **S** de manera simplificada, como la suma de: (i) las solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente e incluidos los efectos torsionales, **S_H** y (ii) las solicitaciones alternantes de la componente sísmica vertical modelada como se indica a continuación:

$$S = S_H \pm (0,2 \alpha \phi \beta A_o) CP \quad (B-4)$$

Cuando se toma en cuenta la acción del viento **W**, se aplicarán las combinaciones siguientes:

$$U = 0,75 (1,4 CP + 1,7 CV + 1,6 W) \quad (B-5)$$

$$U = 0,9 CP + 1,3 W \quad (B-6)$$

Cuando las solicitaciones por **W**, no hayan sido reducidas por un factor de direccionalidad, se permitirá usar 1,3 **W** en lugar de 1,6 **W** en la combinación (B-6).

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

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

Cuando se tome en cuenta las acciones **CF** debidas al peso y la presión de fluidos con densidades bien definidas y con alturas máximas controlables, la solicitación **U** será por lo menos igual a:

$$U = 1,4 CP + 1,7 CV + 1,4 CF \quad (B-7)$$

con la salvedad que si **CP** o **CV** reducen el efecto de **CF**, se aplicará la combinación :

$$U = 0,9 CP + 1,4 CF \quad (B-8)$$

Para cualquier combinación de **CP**, **CV** y **CF**, la sollicitación **U** no será menor que la que resulta de la combinación (B-1).

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

Cuando las sollicitaciones **CT**, provenientes de los asentamientos diferenciales, fluencia, retracción, o cambios de temperatura, puedan ser significativos, la sollicitación **U** será por lo menos igual a:

$$U = 0,75 (1,4 CP + 1,4 CT + 1,7 CV) \quad (B-9)$$

pero no será menor que:

$$U = 1,4 (CP + CT) \quad (B-10)$$

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

En las estructuras destinadas a la protección contra inundaciones se aplicarán las combinaciones (9-10) y (9-11) del Artículo 9.3.

B.3 RESISTENCIAS DE DISEÑO

Los factores de minoración de la resistencia teórica serán los de las Tablas B-9.3a y B-9.3b.

TABLA B-9.3a FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA, ϕ

RESISTENCIA TEÓRICA		FACTOR DE MINORACIÓN ϕ
Flexión o flexión simultánea con fuerzas axiales		
a)	Secciones controladas por compresión (véase sección 10.2.6)	
	i) Miembros confinados o zunchados mediante refuerzo helicoidal continuo conforme a la sección 10.4.3	0,75
	ii) Miembros no confinados o con ligaduras cerradas como refuerzo transversal	0,70
b)	Secciones controladas por tracción del acero, tal como se definen en la Sección 10.2.6.	0,90
c)	Secciones en la zona de transición entre el control por compresión y el control por tracción, tal como se definen en la Sección 10.2.6.	Véase nota
d)	Flexión en ménsulas, consolas y soportes similares	0,75
Corte y Torsión		
Excepto para el diseño de cualquier miembro del sistema resistente a sismos. Ménsulas, consolas y soportes similares		0,85
En los nodos y las vigas de acoplamiento reforzadas con grupos interceptados de barras en diagonal.		0,60
En los diafragmas, ϕ no necesita ser menor que el menor factor de minoración por corte aplicado a la resistencia de los componentes verticales del sistema resistente a sismo		0,85
Aplastamiento del concreto		
Excepto en anclajes postensados y en el Método de las Bielas del Anexo A		0,70
Diseño según el Anexo A		
	Bielas, estribos, zonas nodales y áreas de apoyo en esos modelos. Muros estructurales con Nivel de Diseño ND1	0,85
	Muros estructurales con Nivel de Diseño ND3	0,60
Diseño de Miembros Estructurales de Concreto no Reforzado o Simple, según el Capítulo 19 flexión, compresión, corte y aplastamiento.		0,65
Diseño de longitudes de desarrollo, según el Capítulo 12		1,00
Nota: El factor de minoración de la resistencia ϕ puede incrementarse o interpolarse linealmente como se indica en la Figura H-B.3: Para secciones en las cuales la deformación unitaria por tracción, ϵ_s en el acero mas traccionado bajo la		

resistencia teórica, se encuentra en la zona, de transición entre secciones controladas por compresión ($\phi = 0,75$ ó $0,70$) y controladas por tracción ($\phi = 0,90$), se permitirá incrementar ϕ hasta el valor de $0,90$. La variación del factor de minoración ϕ puede escribirse como función de las deformaciones en la zona de tracción, ϵ_s , o como función de la relación de profundidad del eje neutro, c/d , valores que se obtienen del cálculo de la resistencia teórica.

Para los anclajes al concreto según el Anexo D se emplearan los factores de la Tabla B-9.3b. La Condición A se aplica a las potenciales superficies de falla en el concreto reforzado, y la Condición B cuando las potenciales superficies de falla del concreto no están reforzadas o están controladas por la resistencia al arrancamiento o el apalancamiento del anclaje al concreto.

TABLA B-9.3b ANCLAJE AL CONCRETO. FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA, ϕ

Anclajes controlados por la resistencia del elemento de acero		
Solicitaciones	Falla dúctil	Falla frágil
Tracción	0,80	0,70
Corte	0,75	0,65
Anclajes controlados por la resistencia del concreto o el deslizamiento del anclaje		
Solicitaciones	Condición A	Condición B
Corte	0,85	0,75
Tracción Espárragos con cabeza, pernos con cabeza o pernos con ganchos colocados antes del vaciado del concreto	0,85	0,75
Anclajes colocados en el concreto endurecido, precalificados por ensayos según ACI 355.2		
Categoría 1	0,85	0,75
Categoría 2	0,75	0,65
Categoría 3	0,65	0,55
Nota:		
Categoría 1, instalación poco sensible alta y confiabilidad.		
Categoría 2, instalación medianamente sensible y mediana confiabilidad.		
Categoría 3, instalación altamente sensible y poca confiabilidad.		

B.4 SOLICITACIONES Y RESISTENCIAS PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Aplicarán las disposiciones del Artículo 9.6.

ANEXO C
(Normativo)
REFERENCIAS NORMATIVAS

C.1 REFERENCIAS NORMATIVAS

Las siguientes normas contienen disposiciones que al ser citadas en este texto, constituyen requisitos de esta Norma Venezolana. Las ediciones indicadas estaban en vigencia en el momento de esta publicación. Como toda norma está sujeta a revisión, se recomienda a aquellos que realicen acuerdos con base en ellas, que analicen la conveniencia de usar las ediciones más recientes de las normas citadas seguidamente.

C.1.1 Normas Venezolanas**ACEROS**

COVENIN 316:2005 Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural

COVENIN 505:1996 Alambre de acero para refuerzo estructural

COVENIN 1022:1997 Malla de alambres de acero electrosoldados para refuerzo estructural

COVENIN 3336:1997 Tubos de acero al carbono galvanizados por inmersión en caliente y sin galvanizar, con y sin costura, para uso general

ADITIVOS PARA CONCRETO

COVENIN 356:1994 Aditivos utilizados en el concreto. Especificaciones

COVENIN 357:1994 Aditivos incorporadores de aire para concreto. Especificaciones

AGREGADOS PARA CONCRETO

COVENIN 255:1998 Agregados. Determinación de la composición granulométrica

COVENIN 266:1977 Método de ensayo para determinar la resistencia al desgaste de agregados gruesos menores de 38,1 mm. (1 y 1/2 pulg) por medio de la máquina de Los Ángeles

COVENIN 267:1978 Método de ensayo para determinar la resistencia al desgaste en agregados gruesos mayores de 19 mm por medio de la máquina de Los Ángeles

COVENIN 277:2000 Concreto. Agregados. Requisitos

ACCIONES SOBRE LAS CONSTRUCCIONES

COVENIN 1756-1:2001 Edificaciones sismorresistentes. Parte 1. Requisitos

COVENIN 1756-2:2001 Edificaciones sismorresistentes. Parte 2. Comentarios

COVENIN 2002:1988 Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones

COVENIN 2003:1989 Acciones del viento sobre las construcciones

CEMENTOS Y MORTEROS

COVENIN 28:2004 Cemento Portland. Requisitos

COVENIN 484:1993 Cemento Portland. Determinación de la resistencia a la compresión de morteros en probetas cúbicas de 50,8 mm de lado

COVENIN 485:1993 Cemento Portland. Descripción de la mesa de caídas.

COVENIN 935:2004 Cemento Portland-Escoria. Requisitos

COVENIN 2385:2000 Concreto y mortero. Agua de mezclado. Requisitos.

COVENIN 2503: 1990 Arena normalizada para ensayos de cementos. Requisitos.

CONCRETO ENDURECIDO

COVENIN 341:2004 Concreto. Determinación de la resistencia a tracción indirecta usando probetas cilíndricas y núcleos de concreto

COVENIN 342:2004 Concreto. Determinación de la resistencia a la flexión en vigas simplemente apoyadas. Cargas en los extremos del tercio central

COVENIN 345:2005 Concreto endurecido. Método para la extracción y ensayo de núcleos y viguetas.

COVENIN 1609:2005 Concreto endurecido. Determinación de la dureza esclerométrica.

COVENIN 1681:2005 Concreto endurecido. Determinación de la velocidad del pulso ultrasónico.

COVENIN 1975:1983 Método de ensayo para determinar el peso unitario de concreto estructural liviano

CONCRETO FRESCO

COVENIN 338:2002 Concreto. Método para la elaboración, curado y ensayo a compresión de cilindros de concreto.

COVENIN 339:2003 Concreto. Método para la medición del asentamiento con el cono de Abrams

COVENIN 344:2002 Concreto fresco. Toma de muestras

CONCRETO PREMEZCLADO

COVENIN 633:2003 Concreto premezclado. Requisitos

IMPERMEABILIZACIÓN

COVENIN 3400:1998 Impermeabilización de edificaciones

METROLOGÍA

COVENIN 288: 1998 Sistema internacional de unidades, SI.

PAVIMENTOS

COVENIN 614:1997 Límite de peso para vehículos de carga

PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN

COVENIN 1618:1998 Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites

COVENIN 2000:1992 Sector construcción. Mediciones y Codificación de Partidas para Estudios, Proyectos y Construcción. Parte II.A. Edificaciones

COVENIN 2000-2: 1999 Sector construcción. Suplemento de la Norma COVENIN 2000/II.A-92.

TERMINOLOGÍA

COVENIN 2004:1998 Terminología de las Normas Venezolanas COVENIN-MINDUR de edificaciones

C.1.2 Otras normas

ASTM A307-04 Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60 000 PSI Tensile Strength

ASTM A775-04a Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars

ASTM A884-04 Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement

ASTM A934-04 Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

ASTM C595-03 Standard Specification for Blended Hydraulic Cements

ASTM C1218-99 Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

ASTM D1883-99 Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils

ASTM D2487-00 Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

ANSI/AWS D1.4 Structural Welding Code - Reinforcing Steel.

ANEXO D
ANCLAJES EN EL CONCRETO
(Normativo)

D.1 ALCANCE

Este Apéndice establece los requisitos para el diseño de los anclajes en el concreto para transmitir las solicitaciones estructurales entre los miembros interconectados o sus insertos. Los niveles de seguridad de este Apéndice están concebidos para el Estado Límite de Servicio, y no cubren las condiciones durante la construcción, así como tampoco el diseño de los anclajes en el concreto por impacto, fatiga ni en las zonas de articulaciones plásticas.

Este Apéndice se aplicará tanto a los anclajes colocados antes del vaciado del concreto como a los colocados en el concreto endurecido, pero excluye los insertos especiales, tales como pernos pasantes, anclajes múltiples conectados a una sola plancha de acero en el extremo embebido de los anclajes, anclajes adhesivos o en morteros expansivos, y pernos y clavos percutidos neumáticamente. También se incluyen los pernos instalados en el concreto endurecido que cumplen previamente con los ensayos de precalificación de la Norma ACI 355.2/355.2 R-01 *Evaluating the Performance of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary*.

El acero de refuerzo usado en los anclajes, cumplirá con todas las disposiciones de la presente Norma.

D.2 REQUISITOS GENERALES**D.2.1 Criterio de seguridad estructural**

La resistencia de los anclajes embebidos en el concreto será la menor entre la resistencia asociada a la falla del acero del anclaje y la falla del concreto donde se encuentra embebido. El mecanismo de falla preferentemente se iniciará por la falla del anclaje y no la del concreto, especialmente cuando está sometido a acciones dinámicas o sísmicas. Este Apéndice no cubre el diseño de los anclajes en las zonas de articulaciones plásticas, ni la de los anclajes solicitados por impacto o fatiga.

Los factores de mayoración de solicitaciones y de minoración de las resistencias teóricas son apropiados para las aplicaciones estructurales, pero no cubren las condiciones durante la etapa de construcción, que si bien son breves requieren niveles de seguridad más exigentes.

D.2.2 Métodos de análisis

Los anclajes y conjuntos de anclajes se diseñarán para los efectos críticos producidos por las solicitaciones mayoradas obtenidas de un análisis elástico. Se permitirá el análisis plástico cuando las resistencias teóricas están controladas por la falla de los anclajes de acero dúctil y se incorpore la compatibilidad de las deformaciones producidas.

D.2.3 Requisitos sismorresistentes

El diseño sismorresistente de los anclajes en el concreto fuera de las zonas de articulaciones plásticas cumplirá adicionalmente con los siguientes requisitos:

- a. Los pernos instalados posteriormente al endurecimiento del concreto deberán aprobar los ensayos sismorresistentes de la Norma ACI 355.2.
- b. Para el Nivel de Diseño ND3, la resistencia de diseño de los anclajes será $0,75 \phi N_t$ y $0,75 \phi V_t$. Los factores de minoración ϕ , serán los del Capítulo 9 o el Anexo B, y N_t y V_t , se definen el Artículo D.3.
- c. Para el Nivel de Diseño ND2, la resistencia de diseño de los anclajes estará controlada por la resistencia a la tracción o el corte del elemento de acero dúctil, a menos que en el diseño del inserto que lo vincula a la estructura permita incursiones dúctiles en cedencia para solicitaciones no mayores que la mínima resistencia de diseño del anclaje.

D.2.4 Resistencia del concreto

Este Apéndice supone el uso de concretos con agregados de peso normal, con $f'_c < 700 \text{ kgf/cm}^2$ para anclajes colocados antes del vaciado del concreto y, a menos que se demuestre mediante ensayos satisfactorios, de $f'_c < 560 \text{ kgf/cm}^2$ para anclajes instalados en el concreto endurecido.

En los concretos con agregados livianos, se multiplicarán por 0,75 los valores de $\sqrt{f'_c}$ en las ecuaciones de N_t y V_t , y por 0,85 cuando se trate de concretos livianos con arena. Cuando se sustituya el agregado parcialmente con arena se permitirá la interpolación lineal.

D.2.5 Anclajes

D.2.5.1 Materiales

La geometría de los espárragos y pernos con cabeza cumplirá con los requisitos de las Normas ANSI/ASME B1.1, B18.2.1, B18.2.6. Los espárragos y pernos con cabeza y los pernos con ganchuras demostrarán que poseen una resistencia al deslizamiento en secciones no agrietadas, sin incluir el efecto beneficioso de la fricción, igual o mayor que $1,4 N_p$, donde N_p se define en las ecuaciones (D-15) y (D-16), respectivamente.

Los anclajes a ser instalados en el concreto endurecido deben ser previamente calificados de conformidad con la Norma **ACI 355.2**. Para ser usados en estructuras con Niveles de Diseño ND2 o ND3, estos anclajes deberán aprobar previamente el ensayo de simulación sísmica de la mencionada Norma ACI.

D.2.5.2 Resistencia

La resistencia de los anclajes deberá fundamentarse en ensayos certificados según la Norma ACI 355.2 o en las resistencias teóricas obtenidas con los procedimientos de los Artículos D.3 y D.4.

La resistencia de los anclajes con respaldo experimental utilizará los materiales, la configuración, el tipo de anclaje, las longitudes de anclaje, las distancias al borde, las planchas base, la sensibilidad y confiabilidad en la instalación, así como las cargas esperadas en la obra, incluyendo las acciones sísmicas. La resistencia teórica se determinará del número de ensayos necesarios para garantizar un cuantil del 5%.

El agrietamiento del concreto se controlará con la colocación del acero de refuerzo que cumple con los requisitos de esta Norma y que se coloca según la Sección **10.3.2.1**, o bien por la grieta equivalente con refuerzo de confinamiento. En los modelos analíticos se podrá incluir el acero de refuerzo suplementario que confina o restringe la rotura del concreto, o ambos.

D.3 DISEÑO DE LOS ANCLAJES

Los anclajes al concreto se diseñaran para satisfacer las dos siguientes condiciones:

$$\phi N_t \geq N_u \quad (D-1)$$

$$\phi V_t \geq V_u \quad (D-2)$$

En estas ecuaciones, ϕN_t y ϕV_t son las menores resistencias de diseño determinadas del mecanismo de falla apropiado. Los correspondientes valores de los factores de minoración de las resistencias teóricas y de mayoración de las solicitaciones se suministran en el Capítulo 9 o el Anexo B. Cuando N_u y V_u actúan simultáneamente, se considerarán los efectos de interacción según el Artículo D.4.

D.3.1 Diseño por tracción

El diseño por tracción estará controlado por la menor entre los anclajes y el concreto en que están embebidos.

La resistencia de los anclajes estará determinada por su resistencia a la tracción o por la resistencia al deslizamiento sin rotura sustancial en el concreto que lo rodea.

La resistencia del concreto estará determinada por la fractura del volumen de concreto que rodea al anclaje o por el desprendimiento del concreto adyacente a las caras del miembro donde se ancla.

D.3.1.1 Resistencia teórica de los anclajes

La resistencia teórica a la tracción de los anclajes individuales, o de conjuntos adecuadamente conectados, N_s , no excederá de

$$N_s = n A_{se} F_{ut} \quad (D-3)$$

donde $F_{ut} \leq 1,9 f_y$

$$F_{ut} \leq 8800 \text{ kgf/cm}^2$$

D.3.1.2 Resistencia teórica al deslizamiento del anclaje

La resistencias teórica al deslizamiento de los anclajes a tracción, colocados antes del vaciado de concreto, N_p , no excederá de

$$N_p = \psi_4 N_p \quad (\text{D-4})$$

Para espárragos o pernos con cabeza individuales, N_p , no excederá de

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c \quad (\text{D-5})$$

Para pernos anclados en zonas donde el análisis indique que la sección no está agrietada bajo cargas de servicio ($F_t < F_r$) el coeficiente $\psi_4 = 1.4$, de lo contrario $\psi_4 = 1.0$

Para pernos individuales provistos de ganchuras, N_p , no excederá de

$$N_p = 0,9 f'_c e_h d_o \quad (\text{D-6})$$

con $3d_o \leq e_h \leq 4,5d_o$

D.3.1.3 Resistencia teórica del concreto a la fractura por tracción en los anclajes

La resistencia teórica del concreto a la fractura causada por un anclaje individual o un conjunto de anclajes traccionados, N_{cb} o N_{cbg} , con diámetros no mayor de 5 cm (2 plg) y longitud de anclaje no mayor de 0,65 m, no excederá de :

Para el anclaje individual

$$N_{cb} = (A_N / A_{No}) \psi_2 \psi_3 \psi_8 N_b \quad (\text{D-7})$$

Para el conjunto de anclajes

$$N_{cbg} = (A_N / A_{No}) \psi_1 \psi_2 \psi_3 \psi_8 N_b \quad (\text{D-8})$$

donde

A_N = área proyectada de la superficie de falla del anclaje o del conjunto de anclajes, delimitada por líneas rectas trazadas a $1,5h_{ef}$ medido desde el centro del anclaje o en el caso de conjuntos, por la línea que pasa a través de la fila de anclajes adyacentes. A_N no debe exceder a $n A_{No}$, donde n es el número de anclajes traccionados del conjunto.

A_{No} = área proyectada de la superficie de falla de un anclaje individual alejado de los bordes de la sección concreto

$$A_{No} = 9 h_{ef}^2 \quad (\text{D-9})$$

En el caso especial de anclajes con varias distancias a los bordes de concreto, en las ecuaciones (D-9) a (D-13) la profundidad efectiva de inserción, h_{ef} , estará limitado a $0,67 c_{m\acute{a}x}$, siendo $c_{m\acute{a}x} \leq 1,5h_{ef}$.

Para pernos expansivos o instalados después del endurecimiento del concreto, h_{ef} no será mayor que los 2/3 del espesor del miembro o el espesor de miembros de menos de 10 cm.

N_b = En anclajes individuales traccionados en concreto agrietado, no excederá de

$$N_b = k \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{D-10})$$

con

$k = 10$ para anclajes colocados antes del vaciado del concreto.

$k = 7$ para anclajes instalados en concreto endurecido.

Alternativamente, en espárragos y pernos con cabeza instalados antes del vaciado del concreto, con $30 \text{ cm} \leq h_{ef} \leq 65 \text{ cm}$, se podrá tomar

$$N_b = 5,80 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (\text{D-11})$$

ψ_1 = Coeficiente de modificación por excentricidad de la carga que solicita al conjunto de anclajes

$$\psi_1 = \frac{1}{1 + \frac{2 e_N}{3 h_{ef}}} \leq 1 \quad (\text{D-12})$$

El coeficiente de modificación ψ_1 se calculará individualmente para cada eje y su producto se usará como ψ_1 en la ecuación (D-8). En el cálculo de e_N solo se considerarán los pernos traccionados.

ψ_2 = Coeficiente de modificación por proximidad a los bordes de concreto

$\psi_2 = 1$ Cuando $c_{\min} \geq 1,5 h_{ef}$.

$\psi_2 = 0,7 + 0,3 (c_{\min} / 1,5 h_{ef})$, ecuación (D-13), cuando $c_{\min} < 1,5 h_{ef}$.

En el caso especial de anclajes con varias distancias a los bordes de concreto, en la ecuación (D-13) la profundidad efectiva h_{ef} estará limitado a $0,67 c_{\max}$, siendo $c_{\max} \leq 1,5 h_{ef}$.

ψ_3 = Coeficiente de modificación por agrietamiento del concreto

En zonas de concreto no agrietado bajo condiciones de servicio, es decir, $F_t < F_r$

Anclajes colocados antes del vaciado de concreto, $\psi_3 = 1,25$.

Anclajes colocados en concreto endurecido, $\psi_3 = 1,4$.

En zonas de concreto agrietado, $\psi_3 = 1,0$.

ψ_8 = Coeficiente de modificación para anclajes colocados en concreto endurecido diseñado para no agrietarse y sin refuerzo adicional para prevenir el desprendimiento del concreto:

$\psi_8 = 1$ Cuando $c_{\min} \geq c_{ac}$.

$$\psi_8 = \frac{c_{\min}}{c_{ac}} \geq \frac{1,5 h_{ef}}{c_{ac}}. \text{ Cuando } c_{\min} < c_{ac}.$$

A menos que la distancia crítica c_{ac} se determine experimentalmente de acuerdo con la Norma ACI 355.2, no será menor de: $4 h_{ef}$ para anclajes de torque o desplazamiento controlado, y de $2,5 h_{ef}$ para anclajes socavados.

Cuando en la cabeza de los anclajes se dispone una arandela o plancha, se podrá calcular el área proyectada de la superficie de falla con las líneas rectas medidas a $1,5 h_{ef}$ del perímetro de la plancha o arandela. El perímetro efectivo no excederá el valor de la sección proyectada a una distancia igual al espesor de la arandela o plancha, t , fuera de la cabeza del anclaje.

D.3.1.4 Resistencia teórica al desprendimiento del concreto de los bordes

Cuando la cabeza del anclaje está profundamente anclada pero cercana a un borde de concreto, $c < 0,4 h_{ef}$, la resistencia teórica al desprendimiento del concreto, N_{sb} , no excederá de:

Para anclajes individuales:

$$N_{sb} = 42,5 c \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c} \quad (\text{D-14})$$

Cuando el anclaje individual está localizado a una distancia perpendicular, c_2 , menor que $3c$ medida desde el borde de concreto, la ecuación (D-14) se multiplicará por $0,25 (1 + c_2/c)$, cuando $1 \leq c_2/c \leq 3$.

Para el conjunto de anclajes con cabeza, cuando $c < 0,4h_{ef}$ y estén separados entre sí menos que $6c$:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s_o}{6c} \right) N_{sb} \quad (D-15)$$

donde s_o es la separación de perno más externo del grupo al borde de concreto y N_{sb} se obtiene con la ecuación (D-14) pero sin la modificación por la distancia perpendicular al borde.

D.3.2 Diseño por corte

El diseño por corte estará controlado por la menor resistencia al cortante de los anclajes, V_s , o por la menor resistencia del concreto que los envuelve, por fractura por corte o por efecto del apalancamiento del anclaje sobre el concreto.

D.3.2.1 Resistencia teórica de los anclajes

La resistencia teórica al corte de un anclaje o grupo de anclajes, V_s se evaluará a partir de las dimensiones de los anclajes y las propiedades de su acero. En todos los casos F_{ut} no será mayor que $1,9 f_y$ o 8800 kgf/cm^2 .

a. Para espárragos con cabeza instalados antes del vaciado del concreto

$$V_s = n A_{se} F_{ut} \quad (D-16)$$

b. Para pernos con cabeza y pernos con anclajes colocados antes del vaciado de concreto

$$V_s = n 0.6 A_{se} F_{ut} \quad (D-17)$$

c. Anclajes colocados en concreto endurecido

Alternativamente a la determinación experimental según el ACI 355.2, se usará la ecuación (D-18)

$$V_s = n 0,6 A_{se} F_{ut} \quad (D-18)$$

D.3.2.2 Resistencia teórica a la fractura del concreto por fuerza cortante en los anclajes

La resistencia teórica del concreto a la fractura por fuerza cortante aplicada al anclaje o conjunto de anclajes, V_{cb} ó V_{cbg} , con diámetro no mayor de 5 cm (2 plg) y longitud de anclaje no mayor de 0,65 m, no excederá los siguientes valores:

a. Para fuerza cortante perpendicular al borde de concreto del anclaje individual

$$V_{cb} = (A_V / A_{Vo}) \psi_6 \psi_7 V_b \quad (D-19)$$

b. Para fuerza cortante perpendicular al borde de concreto de un conjunto de anclajes

$$V_{cbg} = (A_V / A_{Vo}) \psi_5 \psi_6 \psi_7 V_b \quad (D-20)$$

c. Para fuerzas cortante paralela a un borde de concreto, V_{cb} ó V_{cbg} , será el doble del valor de la fuerza cortante calculada con las ecuaciones (D-19) o (D-20), respectivamente, con $\psi_6 = 1$.

d. Para anclajes localizados en una esquina, la resistencia teórica a la fractura del concreto será el menor valor que resulte entre todas las esquinas.

A_V = área proyectada de la superficie de falla correspondiente al lado del miembro de concreto en el borde cercano al anclaje o conjunto de anclajes.

Se podrá cuantificar esta área como la base a la mitad de la altura de una pirámide truncada proyectada hacia la superficie opuesta a la del anclaje. La altura de la pirámide truncada se mide desde la cara interna de la cabeza del anclaje sobre la cara del miembro y sus lados están dados por los ejes de la fila de anclajes considerados críticos. El valor de c_1 se tomará como la distancia del borde del eje.

$A_v \leq n A_{v0}$, donde n es el número de anclajes del conjunto.

A_{v0} = área proyectada del anclaje en un miembro profundo y alejado a los bordes de concreto en la dirección perpendicular a la fuerza de corte. Se podrá calcular esta área como la base de la mitad de la pirámide, con la dimensión del lado paralelo al borde como $3c_1$ y una profundidad de $1,5c_1$, es decir, $A_{v0} = 4,5c_1^2$.

Cuando los anclajes están a diferentes distancias del borde de concreto y están soldados a un inserto que distribuye las fuerzas entre todos ellos se podrá calcular la fuerza en los anclajes tomando en cuenta la fila más alejada del borde de concreto. En este caso, se podrá usar el valor de c_1 como la distancia al borde del eje a la fila de anclajes más alejados seleccionado como crítico, y todo el corte se supondrá que lo soporta solamente esta fila crítica.

V_b = resistencia básica al corte del concreto

Para el anclaje individual en concreto agrietado no excederá de

$$V_b = 1,85 (L / d_o)^{0,2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1,5} \quad (D-21)$$

Para espárragos y pernos con cabeza, o pernos con ganchuras colocados antes del vaciado del concreto y que están continuamente soldados a insertos de acero con espesor igual o mayor que 9.5 mm o la mitad de del diámetro de los pernos, la resistencia básica a corte del concreto del anclaje individual en concreto agrietado no excederá de:

$$V_b = 2,12 (L / d_o)^{0,2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1,5} \quad (D-22)$$

Tal que:

a. Para el conjunto de anclajes, la resistencia se determinará en la fila de anclajes más alejado del borde de concreto.

b. La distancia centro a centro entre los anclajes no será menor de 6 cm.

c. Cuando $c_2 \leq 1,5h_{ef}$ se colocará acero de refuerzo en las esquinas

ψ_5 = Coeficiente de modificación por excentricidad de la carga en un conjunto de anclajes

$$\psi_5 = \frac{1}{1 + \frac{2 e_v}{3 c_1}} \leq 1 \quad (D-23)$$

ψ_6 = Coeficiente de modificación por proximidad a los bordes de concreto

$\psi_6 = 1,0$ cuando $c_2 \geq 1,5c_1$

$\psi_6 = 0,7 + 0,3 (c_2 / 1,5 c_1)$, ecuación (D-24), cuando $c_2 < 1,5c_1$

ψ_7 = Coeficiente que es función del agrietamiento del concreto.

Para anclajes localizados en regiones no agrietadas bajo cargas de servicio, $\psi_7 = 1.4$.

Para anclajes en concreto agrietado sin refuerzo suplementario o esquinas reforzadas con barras menores al No. 4 (14M), $\psi_7 = 1.0$.

Para anclajes en concreto agrietado con refuerzo suplementario iguales o mayores que el No.4 (14M) entre el anclaje y el borde; $\psi_7 = 1.2$.

Para anclajes en concreto agrietado con refuerzo suplementario No. 4 (14M) o mayor entre el anchura y el borde, y con refuerzo suplementario rodeado con estribos con separación no mayor de 10 cm, $\psi_7 = 1.4$.

En el caso especial de anclajes influenciados por tres o más esquinas, la distancia, c_1 , a usar en las ecuaciones se limitará a $h/1.5$.

D.3.2.3 Resistencia teórica del concreto al efecto de apalancamiento en los anclajes

La resistencia teórica del concreto al efecto de apalancamiento en los anclajes, V_{cp} o V_{cpg} , no excederá de:

a) Para un anclaje individual:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cb} \quad (D-25)$$

b) Para un grupo de anclajes

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg} \quad (D-25a)$$

donde

$$k_{cp} = 1.0 \quad \text{para } h_{ef} < 6.5 \text{ cm.}$$

$$k_{cp} = 2.0 \quad \text{para } h_{ef} \geq 6.5 \text{ cm.}$$

con N_{cb} o N_{cbg} calculados con las ecuación (D-7) o (D-8) según corresponda.

D.4 DISEÑO POR CORTE Y TRACCIÓN SIMULTÁNEOS

Cuando $V_u \leq 0.2 \phi V_t$, la resistencia total en tracción será: $\phi N_t \geq N_u$

Cuando $N_u \leq 0.2 \phi N_t$, la resistencia total en tracción será: $\phi V_t \geq V_u$

Cuando $V_u > 0.2 \phi V_t$ y $N_u > 0.2 \phi N_t$ se verificará la siguiente ecuación de interacción N -V:

$$(N_u / \phi N_t) + (V_u / \phi V_t) \leq 1.2 \quad (D-26)$$

D.5 DETALLADO DE LOS ANCLAJES

Los anclajes se instalarán de acuerdo con las especificaciones y planos del proyecto.

Se podrán usar las separaciones, las distancia a los bordes de concreto y los espesores mínimos de los miembros según el presente Artículo, a menos que se utilicen valores experimentales que cumplan con la norma ACI 355.2

La separación centro a centro entre los anclajes será $4d_o$ para pernos instalados antes del vaciado del concreto y de $6d_o$ para pernos instalados antes del vaciado pero apretados por torque o pernos instalados en concreto endurecido.

El recubrimiento mínimo de protección del acero de refuerzo cumplirá con la Sección 7.2.4. El anclaje mínimo a los bordes de concreto será de $6d_o$.

La distancia mínima de los anclajes colocados sobre concreto endurecido será la indicada en el Capítulo 7, o la que se determine experimentalmente según la norma ACI 355.2, y no será menor que dos veces el tamaño máximo del agregado. En ausencia de resultados experimentales podrán usarse los siguientes valores:

Anclajes con entalladuras $6d_o$

Anclajes instalados con torque controlado $8d_o$

Anclajes con desplazamiento controlado $10d_o$

Cuando la distancia a los bordes de concreto o la separación entre pernos instalados que no producen fuerza cizalladora o que son apretados sin torque es menor que lo especificado en esta Norma, en los cálculos se sustituirá d_o por un valor menor, d^*_o , y las fuerzas aplicadas se limitarán a los valores correspondientes a un anclaje con diámetro d^*_o

El valor de h_{ef} en pernos colocados en concreto endurecido o pernos con entalladura, no excederá de 2/3 del espesor del miembro o el espesor del miembro disminuido en 10 cm.

**ANEXO E
(INFORMATIVO)
TANQUES Y RECIPIENTES ESTANCOS DE CONCRETO**

E.1 ALCANCE

El presente Capítulo se debe aplicar al proyecto y construcción de tanques y recipientes estancos de concreto reforzado, vaciados en sitio, que hacen parte de edificaciones e instalaciones industriales tales como: compartimentos de obras hidráulicas, plantas de tratamiento, piscinas, y similares, con las limitaciones que se indiquen en cada caso.

En el caso de estructuras con líquidos peligrosos para la salud y las estructuras propias de la Ingeniería Ambiental y Sanitaria, los requisitos de esta Norma pudieran ser insuficientes, especialmente en lo que corresponde a la protección en ambientes agresivos, vibraciones producidas por equipos, y estados límites de servicio más restrictivos que los exigidos a las estructuras de edificaciones. Al respecto, debe consultarse el documento ACI 350-01 *Environmental Engineering Concrete Structures* y las Normas de la American Water Association, AWA.

Las solicitaciones sísmicas se tratan en la Sección E.3.1.

Se exceptúan de esta Norma las obras de concreto postensadas y prefabricadas, cuyas especificaciones pueden ser consultadas en el documento ACI 350-01.

E.2 CRITERIOS GENERALES

Este Capítulo establece métodos de diseño y construcción que permitan alcanzar una seguridad adecuada a las solicitaciones externas, la eventual fuga o contaminación de líquidos, la resistencia adecuada contra los elementos químicos del contenido y la corrosión del acero de refuerzo, así como una durabilidad apropiada.

E.2.1 Información geotécnica

La información debe contemplar la además de los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo de fundación, los concernientes a la estabilidad global del sitio de fundación.

E.2.2 Durabilidad e impermeabilidad del concreto

Con el fin de garantizar la durabilidad apropiada del concreto se cumplirá con los requisitos de los Capítulos 4 y 5 y el Artículo E.5.

La impermeabilidad del concreto aumenta en la medida que el concreto utilizado tenga relaciones agua / cemento lo más bajas posibles sin que se afecte su trabajabilidad y buena compactación en el producto vaciado. Véanse el Capítulo 4 y la Sección 5.3.

Las dosificaciones con aditivos, tales como hidrófugos e incorporadores de aire deben ser controladas cuidadosamente en la obra para su aprobación, para evitar disminución en la resistencia del concreto. En el caso de los incorporadores de aire, y a menos que otros porcentajes se hayan justificado experimentalmente previamente a su empleo, el porcentaje de aire incorporado no será inferior al 4% ni mayor del 6%.

E.2.3 Resistencia mínima

El concreto de las partes estructurales del tanque no tendrá una resistencia inferior a 240 kgf/cm².

E.2.4 Espesores mínimos de muros y losas

El espesor mínimo de muros y losas estará controlado por el tamaño de las grietas en el Estado Límite de Servicio y los límites de las tensiones que aseguran una larga vida útil de la obra.

El espesor de las losas del fondo directamente apoyadas sobre el suelo se regirá por el Anexo F de la presente Norma o el Anexo G del documento ACI 350-01.

E.2.5 Retracción por fraguado

En el proyecto y la construcción se tomarán todas las precauciones para minimizarla la retracción por fraguado por medio de relaciones agua / cemento apropiadas, el suficiente acero de refuerzo por retracción (Subsección E.2.6.2), la disposición adecuada de las juntas y, principalmente, el curado del concreto desde las primeras horas del inicio de su fraguado.

E.2.6 Acero de refuerzo

E.2.6.1 Acero de refuerzo principal

La fisuración del concreto se controlará mediante la selección de los diámetros del acero de refuerzo, su distribución y separación, de acuerdo con los requisitos de la Subsección 10.3.2.1.

Los empalmes del acero de refuerzo cumplirán con los requisitos del Capítulo 12.

E.2.6.2 Acero de refuerzo por retracción y temperatura

El acero de refuerzo por retracción y temperatura consistirá de barras con resaltes, al menos N° 3 ó 10 M para muros y losas de hasta 20 cm de espesor, y N° 4 ó 12M para muros y losas de más de 20 cm de espesor.

La cuantía de refuerzo por retracción y variación de temperatura, calculada sobre el área total de la sección, es función de la separación entre juntas de disipación de retracción en la dirección de refuerzo, y no será inferior a la especificada en la Tabla 7.7.

La separación máxima del refuerzo por retracción y temperatura será de 20 cm centro a centro en cada cara.

E.2.6.3 Recubrimiento

Como mínimo se utilizarán los recubrimientos indicados en la Sección 7.2.4.

E.3 PROYECTO ESTRUCTURAL

El proyecto estructural debe identificar las zonas potenciales de fisuración en el concreto, con el fin de limitar el anchura de fisura y proteger adecuadamente el acero de refuerzo contra la corrosión y la pérdida de impermeabilidad del concreto. El análisis y diseño estructural de tanques y otros compartimentos estancos debe realizarse para los Estados Límites de Servicio y de Agotamiento Resistente, tal como se definen el Capítulo 9, con los requisitos adicionales indicados en este Artículo.

E.3.1 Acciones y solicitaciones

Las acciones y solicitaciones de diseño son las indicadas en las Normas Venezolanas 2002 y 1756.

Las solicitaciones de diseño para tanques y recipientes estancos bajo las acciones de la gravedad, se determinan a partir de la profundidad y peso unitario de los líquidos y/o sólidos contenidos, los empujes del suelo con el tanque lleno, y vacío, los equipos que se instalen, las cargas variables sobre sus tapas o cubiertas, y las cargas hidrodinámicas que adicionalmente se produzcan durante sismos, tanto impulsivas como convectivas, asociadas a la inercia del líquido.

Especial cuidado debe tenerse con los efectos de impacto y vibración producidos por los equipos instalados, así como por las eventuales pruebas de carga, efectos térmicos, desagües obturados y tanque en condición de rebose. En los tanques enterrados, cuya estanqueidad haya sido comprobada antes de realizar su relleno exterior, debe contemplarse esta condición en su diseño estructural.

Para la determinación de las solicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas en tanques de planta cilíndrica o prismática, se recomienda el empleo del Código ACI 350.3-01 y su Comentario. La metodología de ese Código conduce a solicitaciones a nivel de tensiones admisibles y debe ser reconciliada con los criterios de diseño de la presente Norma. No obstante, por tener una estructura de superposición modal similar al de la Norma Venezolana 3623:2001, para el diseño sismorresistente de tanques metálicos de pared delgada, de planta circular destinados al almacenamiento de productos líquidos, se podrán emplear las acciones sísmicas especificadas en este último documento, siempre que no sean inferiores a las acciones prescritas en la Norma Venezolana 1756 vigente, para los factores de uso seleccionados.

E.3.1.1 Nivel freático y subpresión

En el proyecto deben considerarse los efectos de las presiones del agua freática ϕ , especialmente las subpresiones sobre los tanques vacíos. Deben tomarse precauciones para evitar la falla del tanque por efectos de flotación, disponiendo lastres adecuados. Igualmente, y de no contar con un drenaje adecuado, se considerará el efecto que eventuales fugas puedan tener en la evaluación del nivel freático.

Cuando el estudio geotécnico demuestre que el subsuelo es potencialmente licuable, en el cálculo de las subpresiones se adoptará la densidad del subsuelo en su condición de licuado.

E.3.2 Factores de mayoración de solicitaciones

Para el Estado Límite de Agotamiento Resistente deben utilizarse los coeficientes de mayoración indicados en el Artículo 9.2 con las siguientes excepciones:

- a. En la ecuación (9.1), el coeficiente de mayoración para fluidos CF, debe ser 1,2 ;
- b. El resultado de las combinaciones de solicitaciones U, dadas en Tabla 9.1, se multiplicarán por 1,3 cuando se utilicen para determinar el acero de refuerzo;
- c. En tanques circulares, el acero de refuerzo en tracción axial, incluyendo las tracciones anulares, se calculará con $1,65 U$;
- d. Cuando se utilizan las combinaciones de la Tabla 9.1 para el diseño del acero de refuerzo por corte, el cortante que exceda la resistencia del concreto, ϕV_c , debe ser multiplicado por 1,3
- e. En las zonas de compresión por flexión, todas las solicitaciones resistidas por el concreto, incluidas las fuerzas axiales, se calcularán con $1,0U$.

Para el estado límite de servicio se usarán las combinaciones establecidas en el Artículo 9.5

E.3.3 Factores de minoración de la resistencia

En el diseño de tanques y recipientes estancos se usarán los factores de minoración de la resistencia teórica especificados en el Artículo 9.3.

E.4 JUNTAS

Con el fin de minimizar los efectos nocivos de los cambios volumétricos en el concreto, deben disponerse juntas y detalles especiales del acero de refuerzo. Conforme a lo dispuesto en el Artículo 6.5 de la presente Norma, el Código ACI 350-01 y el Capítulo 6 de la Norma Venezolana 3400 las juntas deben estar claramente indicadas en los planos y debe darse allí suficiente información para garantizar que la construcción se realice adecuadamente.

En la selección de los tipos de junta a utilizar para compensar los cambios volumétricos y de geometría causados por la retracción de fraguado, la fluencia, las variaciones en la temperatura y en el contenido de humedad, y los asentamientos diferenciales, se deben cumplir los siguientes requisitos:

E.4.1 Juntas de dilatación

En general, las juntas de dilatación deben localizarse cerca de los cambios abruptos de la geometría de la estructura. En las juntas de dilatación de losas sobre el terreno, debe tenerse especial cuidado con el efecto de la restricción que ejerce el suelo. Las juntas de dilatación deben ser capaces de transferir los cortantes a través de la junta, causados por los movimientos diferenciales de los elementos adyacentes, y diseñarse de tal manera que pueda ocurrir movimiento en la junta sin afectar su impermeabilidad. Las juntas de dilatación deben tener algún tipo de relleno compresible, similar a una barrera de caucho, neopreno, plástico u otro material que cumpla la función de impedir el paso del líquido contenido. Tanto el relleno como la barrera deben ser capaces de resistir adecuadamente los movimientos que se presenten en la junta. El acero de refuerzo se debe terminar a 5 cm de la cara de la junta de expansión.

E.4.2 Barreras contra el paso del agua

Las barreras contra el paso del agua pueden ser de caucho, de cloruro de polvinilo (PVC), acero, o de otro material. Las primeras se utilizan en juntas donde se esperan mayores movimientos. Para las barreras de caucho y de PVC, el espesor mínimo es de 10 mm y deben tener una anchura mínimo de 22 cm para juntas de expansión y de 15 cm para otras juntas, el cual se repartirá mitad y mitad entre los dos concretos al lado

de la junta. Cuando sean de acero, deben ser pletinas de al menos 6 mm ($\frac{1}{4}$ ") y deben estar embebidas a cada lado de la junta un mínimo de 7,5 cm y un dobléz central cuyo tamaño dependerá del movimiento esperado.

E.4.3 Rellenos

Los rellenos preformados cumplen la doble función de servir como formaleta para el vaciado del concreto de un lado de la junta y de preservar el espacio donde pueda ocurrir la expansión. El elemento de relleno mas adecuado debe ser capaz de resistir compresiones hasta de la mitad de su espesor y de expandirse posteriormente para llenar el espacio original cuando los elementos al lado de la junta se contraen. En general se utiliza corcho, neopreno, caucho, poliuretano (plástico espumoso), y otros materiales. No se permite utilizar madera.

E.4.4 Juntas de retracción

La función principal de las juntas de contracción, o de disipación de retracción, es la de reducir las tensiones producidas durante la retracción por fraguado del concreto. Se pueden emplear dos tipos juntas de contracción: de profundidad parcial o de profundidad total las cuales deben satisfacer los requisitos siguientes:

- a. De profundidad total: En las juntas de contracción de profundidad total el refuerzo se interrumpe a 5 cm de la junta. En la cara del concreto que se vacía en primera etapa de la junta se coloca un compuesto que evite la adherencia de este concreto con el de segunda etapa. La junta debe tener una barrera del tipo indicado en la Sección E.4.2. Cuando se deba transferir tensiones cortantes de un lado a otro de la junta, pueden utilizarse barras de transferencia engrasadas. La separación entre estas juntas es función de las cuantías, pero no debe ser mayor a la indicada en la Sección E.2.1 para la cuantías mínima.
- b. De profundidad parcial: Las juntas de contracción de profundidad parcial se utilizan cuando se desea transferir parte de la tracción a través de la junta para amarrar las dos partes de la estructura. El acero de refuerzo que pasa no puede ser más del 50 por ciento del refuerzo perpendicular a la junta. Estas juntas se deben espaciar a distancia del orden de las $\frac{2}{3}$ partes de las juntas de profundidad total.

E.4.5 Juntas de construcción

Las juntas de construcción no pueden considerarse como juntas de expansión, a menos que se diseñen siguiendo los requisitos de la Sección E.4.1. Las juntas de construcción deben localizarse de tal manera que cumplan los siguientes requisitos:

- a. Deben tener el menor efecto posible sobre la resistencia de la estructura y;
- b. Deben separar la estructura en segmentos que faciliten su construcción.

Las juntas de construcción deben prepararse antes de vaciar el concreto de segunda etapa contra la junta, para garantizar una buena adherencia entre los concretos. Todo el acero de refuerzo debe continuarse a través de la junta de construcción. En aquellos lugares donde la junta deba ser impermeable, debe colocarse una barrera contra el paso del agua, como las indicadas en la Sección E.4.2.

E.4.6 Llaves de cortante

Cuando se utilicen, las llaves de la cortante, deben diseñarse y construirse cuidadosamente con el fin de que no interfieran con las barreras contra el paso del agua.

E.5 CONSTRUCCIÓN

A continuación se indican algunos requisitos generales para la construcción de tanques y compartimentos estancos, adicionales a los establecidos en los Capítulos 4 y 5.

E.5.1 Agregados

Los agregados gruesos deben ser de un tamaño efectivo máximo de 2,5 cm, sin exceder $\frac{1}{5}$ de la menor dimensión entre caras de las formaletas, $\frac{1}{3}$ del espesor de las losas ó $\frac{3}{4}$ de la separación libre mínima entre barras de refuerzo (Sección 3.3.1). En general, el uso de concreto bombeado incrementa la retracción por fraguado y debe evitarse a menos que se tomen precauciones especiales.

E.5.2 Dosificación de las mezclas

Las mezclas de concreto deben dosificarse de tal manera que su relación agua / cemento no exceda 0,45. El asentamiento máximo, medido con arreglo a la Norma Venezolana 339 en el lugar de colocación del concreto, después de que ha sido transportado dentro de la obra, no debe ser menor de 2,5 cm para los pisos, ni menor de 10 cm para los muros. El contenido de cemento de las mezclas no debe ser menor que 330 kg/m³, y la resistencia del concreto no debe ser menor que 250 kgf/cm².

E.5.3 Encofrados

El empleo de encofrados lo mas lisos posible da lugar a superficies poco rugosas, lo cual minimiza la resistencia al flujo, facilita el mantenimiento y el eventual tratamiento de las superficie del concreto. En general el uso del concreto bombeado aumenta la retracción de fraguado por lo que debe evitarse eln lo posible su uso a menos que el ingeniero estructural indique las precauciones especiales.

E.5.4 Colocación y compactación

Inmediatamente que el concreto se coloque dentro de las formaletas, se procederá a su compactación por medio de vibradores con el fin de asegurar una compacidad adecuada y evitar todo tipo de oquedades.

E.5.5 Curado

El buen curado del concreto es fundamental para la obtención de concretos impermeables. En general el concreto debe mantenerse húmedo por el mayor tiempo posible después de que ha iniciado el fraguado, durante un periodo mínimo de siete días.

**ANEXO F
(INFORMATIVO)
PAVIMENTOS DE CONCRETO ESTRUCTURAL**

F.1 ALCANCE

En este Anexo se presentan los requisitos generales para el proyecto de pavimentos de concreto estructural, entendiéndose como tales las estructuras constituidas por losas de concreto reforzado o simple, las cuales transmiten las cargas de manera continua y uniforme hacia el apoyo subyacente, el cual debe ser continuo bajo toda el área de las losas. Se aplica a todos los aspectos relativos al proyecto tanto de pavimentos nuevos como reforzamiento, reconstrucción y reparación de pavimentos existentes.

Los pavimentos contemplados en este Anexo son los pavimentos para vías de tránsito vehicular convencional y los pavimentos para áreas industriales. Se definen como vías de tránsito vehicular convencional aquellas destinadas al tránsito de vehículos de pasajeros o de carga convencionales, dotados de cauchos de tipo neumático que cumplan con lo contemplado en la Norma Venezolana 1352, con una distribución de ejes según lo contemplado en las Normas Venezolanas 2402 y 614.

Quedan excluidos de este Anexo los siguientes casos de pavimentos:

- a. Pavimentos intertrabados elaborados con adoquines, bloques u otros elementos prefabricados de concreto hidráulico.
- b. Pavimentos preesforzados (pre o postensados).
- c. Pavimentos para aeropuertos.

Se considera válido el empleo del método AASHTO vigente para pavimentos en vías de tránsito vehicular convencional.

F.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO**F.2.1 Concreto****F.2.1.1. Resistencia de diseño**

El concreto se dosificará para asegurar una resistencia promedio que exceda la resistencia de diseño f_r , de manera a contar con un margen de seguridad adecuado al criterio de diseño.

La resistencia de diseño del concreto, f_r , para los efectos de este Anexo se especificará en base a la resistencia promedio a la tracción por flexión con carga en los tercios del tramo f_r , determinado según lo descrito en la Norma Venezolana 342. El valor mínimo de la resistencia de diseño será de $f_r = 35 \text{ kgf/cm}^2$ a la edad de 28 días.

Se establece una resistencia equivalente a compresión, f'_{ce} , mediante la aplicación de la ecuación (F-1).

$$f'_{ce} = \frac{f_r^2}{K_r^2} \quad (\text{F-1})$$

K_r se determina mediante la ejecución sobre una misma muestra de concreto de ensayos simultáneos tanto a compresión como a flexión. Para cada edad y condición de ensayo se debe elaborar y ensayar un mínimo de dos probetas. Se entiende como resultado de ensayo el valor promedio del resultado de al menos dos probetas por cada condición evaluada para la misma edad (compresión y flexión).

Las probetas serán elaboradas a partir de concreto dosificado y preparado con agregados de características similares a los que serán empleados en la producción regular de concreto. El muestreo del concreto para la elaboración de las probetas se efectuará de acuerdo a lo establecido en la Norma Venezolana 344. El procedimiento para la elaboración, curado y ensayo de las probetas a flexión se regirá por lo establecido en la Norma Venezolana 342, mientras que para las probetas a compresión regirá lo estipulado en la Norma Venezolana 338.

Para cada resultado de ensayo se procederá a determinar el valor del coeficiente de correlación individual ($K_{(i)}$) aplicando la ecuación (F-2):

$$K_{r(i)} = \sqrt{\frac{f_{rr}^2}{f'_{ce}}} \quad (\text{F-2})$$

Siendo:

f_{rr} = Resistencia real obtenida en el ensayo a flexión para la muestra.

f'_{ce} = Resistencia real obtenida en el ensayo a compresión para la muestra.

El valor K_r , corresponde al promedio aritmético de al menos 15 ensayos consecutivos. Cuando no se tenga resultados de al menos 15 ensayos se tomará $K_r = 2,00$

La desviación estándar S_{ce} , será la mayor entre la que tenga registrada la fuente de producción de concreto en sus operaciones, o la que se obtenga de la población muestral ensayada para obtener los resultados de resistencia a compresión empleados para fijar el valor K_r . Cuando se tenga menos de 30 resultados de ensayo, se establecerá el valor para la desviación estándar aplicando lo estipulado en la Subsección 5.4.1.2 de esta misma Norma. En caso que no se disponga de datos para establecer la desviación estándar, regirá lo estipulado en la Subsección 5.4.2.2 de esta misma Norma.

La resistencia a compresión equivalente promedio $f'_{cr(e)}$, se determina mediante la ecuación (F-3):

$$f'_{cr(e)} = f'_{ce} + 1,34 S_{ce} \quad (\text{F-3})$$

Los valores de control para la resistencia mecánica del concreto serán similares a los establecidos en los Artículos 5.2 a 5.4 de la presente norma, tomando $f'_c = f'_{ce}$ y $f'_{cr} = f'_{cr(e)}$.

Los criterios de evaluación y aceptación del concreto serán los descritos en el Artículo 5.9 de esta misma Norma.

El coeficiente de correlación K_r , se determina experimentalmente según el método establecido en particular y único para cada combinación de agregados empleados en la elaboración de las mezclas de concreto. Cuando se sospeche o verifique un cambio de estos en cuanto a su forma, fuente u origen geológico se debe determinar nuevamente el valor para el coeficiente K_r , ajustando consiguientemente los valores de control empleados para el concreto.

El control de concreto en campo debe efectuarse mediante ensayos a compresión de acuerdo a lo establecido en la Norma Venezolana 338, correlacionados con los valores de resistencia a flexión conforme al procedimiento descrito. No se aceptará el control del concreto en campo mediante ensayos a flexión debido a la alta variabilidad de resultados causadas por factores inherentes al manejo, curado y preparación de las probetas prismáticas.

F.2.1.2. Otras propiedades del concreto

El valor que se toma para la retracción por secado, C_s , es el que corresponde a una edad de 28 días y se determinará empleando la Tabla F-2.1. Para resistencias intermedias, los valores de retracción se obtendrán interpolando linealmente.

TABLA F-2.1 RETRACCIÓN POR SECADO

Resistencia a la tracción por flexión f_r , kgf/cm ²	Retracción a 28 días C_s , m/m
30	0,0007
35	0,0006
40	0,00045
45	0,0003
≥45	0,0002

Para efectos de la ecuación (F-49) el factor de roce, f_a , entre la losa y el material de apoyo podrá tomarse de la Tabla F-2.2

TABLA F-2.2 FACTOR DE ROCE

Tipo de material bajo la losa (apoyo)	Factor de roce f_a
Terreno natural	0,9
Arenisca	1,2
Piedra picada o grava	1,5
Materiales estabilizados con cemento	1,8
Materiales estabilizados con asfalto	1,8
Materiales estabilizados con cal	1,8
Carpetas (asfalto o concreto) existentes	2,2

El coeficiente de dilatación térmica del concreto, α_t , varía según el tipo de agregado grueso que se emplee en la mezcla. Cuando se desconoce el tipo de agregado grueso se supondrá $12 \text{ m-m} \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$. Para los demás casos, se aplicarán los valores de la Tabla F-2.3.

TABLA F-2.3 COEFICIENTE DE DILATACIÓN TÉRMICA DEL CONCRETO

Tipo de agregado grueso	Coefficiente de dilatación térmica $\text{m-m} \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$
Cuarcita	11,89
Arenisca	11,70
Grava	10,80
Granito	9,54
Basalto	8,64
Caliza	6,84

F.2.2 Agregados

Los agregados empleados en la elaboración de concreto para pavimentos deben cumplir con lo estipulado en el Capítulo 13 de la Norma Venezolana 2000 Parte I: Carreteras. Tendrán un desgaste máximo de 40%, evaluado según la Norma Venezolana 266 ó 267, según corresponda.

F.2.3 Aceros

Los aceros deberán cumplir con lo establecido en el Artículo 3.6 de la presente Norma. El recubrimiento mínimo será el establecido para losas y placas vaciadas sobre el terreno en la Tabla 7.2.4 de la presente Norma.

Como coeficiente de dilatación térmica para el acero se usará un valor constante de $\alpha_a = 9 \times 10^{-6} \text{ m-m}/^\circ\text{C}$.

F.2.4 Estructura de soporte

La estructura de soporte del pavimento se encuentra constituida por todas las capas de material comprendidas desde la cara inferior de la losa hasta una profundidad de 3 metros.

A efectos del diseño cada una de las capas que conforman la estructura de soporte, incluido el terreno natural se consideran homogéneas y isotrópicas en todo su espesor. A efectos de este Anexo se acepta el uso de modelos elásticos para caracterizar la estructura de soporte.

F.2.4.1 Módulo de reacción del terreno natural

El módulo de reacción del terreno natural, k_a , se establecerá mediante la aplicación de cualquiera de los siguientes métodos:

a. Ensayos con placas de carga en campo, obteniendo de manera directa el valor de módulo de reacción según lo estipulado en ASTM D1196.

b. Establecer el módulo elástico, según lo descrito en el método AASHTO T-274. El módulo elástico se convierte en el valor de soporte, k_e , en $\text{kgf/cm}^2\text{-cm}$, mediante la ecuación (F-4)

$$k_e = E_E/49,28 \quad (\text{F-4})$$

c. Fijar la Relación de Soporte de California (CBR) y correlacionar su valor con k_e , mediante la ecuación (F-5)

$$k_e = 1,365 \cdot \text{CBR}^{0,64} \quad (\text{F-5})$$

F.2.4.2 Módulo de reacción efectivo

Las losas de pavimento se denominan de apoyo directo cuando descansan sobre la superficie del terreno natural previamente conformado y compactado. Cuando la estructura de apoyo esté constituida por una o más capas de diferentes materiales, intercaladas entre las losas y el terreno natural se denominarán pavimento de concreto de apoyo compuesto.

El valor del módulo de reacción efectivo, k_{eff} , a emplear para diseño será el correspondiente a condiciones de carga estática. El valor de k_{eff} se fijará de acuerdo a lo siguiente:

a. Para pavimento de apoyo directo: $k_{\text{eff}} = k_e$

b. Para pavimento de apoyo compuesto: El resultante del efecto combinado del terreno natural y la o las capas intercaladas entre la cara superior del terreno natural y la cara inferior de la losa de concreto. Este efecto combinado se determina de acuerdo a uno de los siguientes procedimientos:

1. Directamente en campo mediante ensayos de cargas y deflexiones efectuados sobre la superficie de la última capa de apoyo siguiendo lo estipulado en ASTM D1196.

2. Aplicando la Gráfica 3.3-II de la norma AASHTO-93, previa caracterización del módulo elástico de los materiales que componen la(s) capa(s) aplicando uno de los siguientes métodos:

i. Ensayos directos sobre el material para establecer el valor del módulo elástico, según lo descrito en el método AASHTO T-274.

ii. Fijando la relación de soporte de California (CBR) para cada capa, y mediante el procedimiento descrito en la Sección F.2.4.1c, obtener el valor soporte estimado, k_e , y llevar este valor a E_E mediante la ecuación (F-6):

$$E_E = 49,28 k_e \quad (\text{F-6})$$

Cuando exista más de una capa intercalada entre la cara superior del terreno natural y la cara inferior de la losa se realiza el procedimiento de manera iterativa, partiendo de la capa directamente apoyada sobre el terreno. El resultado obtenido de esta combinación se tomará como el valor k_e , para el nuevo terreno de apoyo y así sucesivamente hasta llegar a la superficie de apoyo final.

3. El que se obtenga mediante un modelaje matemático de la estructura de soporte considerando una fundación elástica.

Cuando en un área delimitada por juntas (paño) las variaciones en el módulo de reacción efectivo (k_{eff}) sean mayores al 5% del valor utilizado en el diseño, el o los paños a apoyarse en esa área deberán tratarse según lo establecido en la Sección F.7.1.2, Pavimentos de concreto reforzado con juntas. Esta situación deberá considerarse siempre que existan elementos rígidos intercalados en la estructura de soporte.

F.3 JUNTAS

Las juntas deben encontrarse debidamente indicadas en los planos, tanto en lo que corresponde a su tipo como a su ubicación.

La ubicación de las juntas debe cumplir con lo especificado para las mismas según el tipo de pavimento. En general, la definición y criterios a aplicar en cuanto al diseño de juntas corresponderán a lo establecido en E.4 y con las siguientes particularidades:

F.3.1 Juntas de control de contracción

Las juntas de control de contracción serán cortadas parcialmente en el espesor de la losa. La profundidad del corte será la siguiente:

Juntas con transmisores de corte	$\frac{1}{3}$ del espesor de la losa $\pm 0,5$ cm
Juntas sin transmisores de corte	$\frac{1}{4}$ del espesor de la losa $\pm 0,5$ cm

El acero de refuerzo no tendrá continuidad a través de la junta de contracción, debiendo interrumpirse a una distancia mínima de 5cm del sitio indicado para ejecutar la misma, salvo en el caso de pavimentos continuamente reforzados.

F.3.2 Juntas de construcción

Las juntas de construcción en pavimentos son discontinuidades a profundidad completa en la sección de la losa. Deberán cumplir con lo establecido en el Artículo E.4.5, además de lo siguiente:

- a. Las juntas de construcción deberán diseñarse con los mecanismos necesarios para que las tensiones producidas por las cargas se encuentren dentro de los rangos de diseño del pavimento.
- b. Deberán hacerse coincidir con el sitio adecuado para la ejecución de juntas de control de contracción.

F.3.3 Juntas de aislamiento

Se emplearán siempre que resulte necesario aislar las losas del pavimento de estructuras adyacentes que presenten movimientos diferenciales con relación al pavimento bajo las cargas y condiciones de servicio. Se proveerán igualmente en aquellos sitios donde existan cambios abruptos en la sección de las losas.

El ancho de estas juntas será el mínimo necesario para conseguir evitar el contacto de los elementos de concreto por ellas separados ante los movimientos esperados bajo las cargas y condiciones previstas en el diseño.

Cuando sea necesario transferir cortante a través de juntas de aislamiento, se emplearán transmisores de corte, dimensionados de acuerdo a lo estipulado en F.5. Los transmisores de corte en juntas de aislamiento contarán con tapas de expansión en al menos uno de sus extremos, las cuales contarán con la dimensión suficiente para que con el desplazamiento máximo previsto en las losas el final del transmisor de corte dotado de la tapa de expansión no se encuentre nunca comprimido axialmente por el concreto.

F.4 TRANSMISORES DE CORTE (BARRAS PASAJUNTAS O DOVELAS)

F.4.1 Alcance

Esta Sección presenta los requisitos para el dimensionado de los elementos que se emplean para complementar la transferencia de corte ocasionadas por el tránsito entre dos losas de pavimento adyacentes con el propósito de limitar las deflexiones y tensiones en el concreto.

Los procedimientos descritos en la presente Sección solamente aplican para dimensionar transmisores de corte elaborados con aceros que cumplan con lo establecido en el Capítulo 3 de esta misma Norma.

F.4.2 Dimensionamiento

La tensión a tomar por cada uno de los elementos se determina de acuerdo a lo siguiente:

Una carga aplicada sobre una junta muestra efectos en una longitud de hasta una vez el radio de rigidez relativa de la losa. El radio de rigidez relativa de la losa se determina según la ecuación (F-16). La distribución de tensiones sobre una línea de transmisores de corte en la longitud de su efecto, se asume lineal siendo función de la distancia horizontal entre el eje de cada uno y el punto de aplicación de la carga, hasta una distancia máxima equivalente al radio de rigidez relativo de la losa de acuerdo a las ecuaciones (F-7) y (F-8):

$$Q_{in} = \frac{W_n}{2} \cdot \frac{F_i}{\sum_1 F_i} \quad (\text{F-7})$$

siendo:

$$F_i = \left[\frac{\ell - x}{\ell} \right] \quad (\text{F-8})$$

donde:

- i = Número de elementos transmisores dentro de la longitud de efecto de la carga
- Q_{in} = Carga en el elemento i producida por la carga n
- W_n = Carga aplicada
- F_i = Factor de carga para el elemento i
- ℓ = Radio de rigidez relativo de la losa, calculado con la Fórmula (F-16)
- x = Distancia en cm entre el punto de aplicación de la carga y el eje del elemento de transferencia i

Cuando exista dentro del radio de rigidez relativa más de una carga aplicada, la carga total para cada elemento se determinará mediante superposición de los efectos que produce cada carga considerada individualmente mediante la ecuación (F-9):

$$Q_i = \sum_1^n Q_{in} \quad (\text{F-9})$$

El transmisor crítico a efectos de cálculo será el que soporte la carga máxima $Q_{i_{max}}$.

F.4.3 Tensiones máximas admisibles en transmisores de corte

Las tensiones máximas admisibles en las barras pasajuntas se determinarán mediante la ecuación (F-10):

$$\sigma_0 = \frac{K_0 \cdot Q_{i_{max}} (2 + \beta \cdot z)}{4 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I} \quad (\text{F-10})$$

donde:

- β = Rigidez relativa del transmisor, $\beta = \sqrt[4]{\frac{K_0 \cdot b}{4 \cdot E \cdot I}}$
- $Q_{i_{max}}$ = Carga máxima en el transmisor crítico
- z = Ancho de junta libre en el transmisor
- E = Módulo elástico estático del transmisor
- I = Momento de inercia del transmisor sobre el eje perpendicular a la carga
- K_0 = Módulo de soporte del concreto para los transmisores. Se asumirá 25000 kgf/cm^3
- b = Diámetro del transmisor de corte

El dimensionado de los transmisores se verificará para asegurar que $\sigma_0 \leq 0,85 \cdot f'_c$.

F.5 PAVIMENTOS PARA VIAS DE TRANSITO CONVENCIONAL

F.5.1 Criterios generales

El espesor de losa en pavimentos para vías de tránsito convencional se establece de manera que la estructura cuente con suficiente capacidad para resistir las cargas impuestas durante el período de diseño tanto por fatiga como por erosión, siguiendo los lineamientos establecidos por la PCA (Portland Cement Association), y según lo establecido este Anexo.

A efectos de diseño y salvo que se estipule expresamente lo contrario se asumirá lo siguiente:

- a. El período de diseño será de 20 años.
- b. La diferencia entre la temperatura máxima y la mínima durante el tiempo de vida del pavimento TD_d , se tomará como 30°C.
- c. El peso propio del concreto será de 2400 kgf/m³.

El espesor mínimo para los pavimentos en vías de tránsito convencional será de 12 cm.

F.5.2 Cargas de tránsito

Los vehículos se clasificarán según lo especificado en la Norma Venezolana 2402. Los tipos de eje para el diseño serán los establecidos en la Norma Venezolana 614.

Cada tipo de eje genera al menos un grupo de carga para efectos de diseño. Se denomina grupo de carga a la combinación de carga por eje y tipo de eje.

Al momento de establecer el o los grupos de carga se dejará constancia expresa en la memoria de cálculo del origen de los datos.

Para efectos de diseño, las cargas especificadas para cada tipo de eje se mayorarán, aplicando los factores FM en función del tipo de tránsito e importancia de la vía. Ver Tabla F-5.2

TABLA F-5.2 FACTOR DE MAYORACIÓN PARA CARGAS VEHICULARES

Tipo de vía	FM
Vías con tránsito promedio superior a los 10000 vehículos en el canal de diseño en un lapso de 24 horas continuas y/o donde la composición del tránsito de diseño contemple más del 40% de los ejes correspondientes a vehículos de tipo pesado.	1,3
Vías con un tránsito promedio entre 5000 y 10000 vehículos en el canal de diseño en un lapso de 24 horas continuas y/o donde la composición del tránsito de diseño contemple más de 10% de los ejes correspondientes a vehículos pesados	1,2
Vías con un tránsito esperado promedio para el canal de diseño entre 3000 y 5000 vehículos en un lapso de 24 horas continuas y/o donde la composición del tránsito de diseño contemple más de 5 y menos de 10% de los ejes correspondientes a vehículos pesados.	1,1
Vías con un nivel de tránsito promedio inferior a 3000 vehículos en el canal de diseño y en un lapso de tiempo de 24 horas continuas y/o donde la composición del tránsito de diseño contemple menos de 5% de los ejes correspondientes a vehículos pesados.	1,0

F.5.3. Mecanismo de transferencia de carga

El mecanismo de transferencia de carga podrá ser mediante trabazón de agregados o por transmisores de corte.

F.5.4 Condición de borde de losa

Deberá establecerse en el diseño del pavimento, si el mismo contará o no con bordes protegidos. Se entenderá que hay una condición de borde o lateral protegido cuando en el diseño se contemplen mecanismos que impidan la infiltración de las aguas provenientes de la escorrentía superficial hacia las capas de apoyo subyacentes a las losas en una distancia mínima de un metro medida desde el borde exterior de la losa del pavimento.

F.5.5 Espesor de losa de diseño

El espesor de losa será el que satisfaga simultáneamente los requisitos de los Métodos de diseño por fatiga y por erosión.

F.5.5.1 Método de diseño por fatiga

Cada grupo de carga genera en el pavimento una tensión equivalente. Para obtener los valores de las tensiones equivalentes para cada grupo de cargas se aplicará la ecuación (F-11)

$$\sigma_e = \frac{2,28 LF}{h^2} f_1 f_2 \quad (\text{F-11})$$

donde:

- σ_e = tensión equivalente, kgf/cm²
- LF = factor de carga
- H = espesor de losa, cm
- f_1 = factor de ajuste por área de contacto
- f_2 = factor de ajuste para condiciones de borde

Los factores que intervienen en la determinación de la tensión equivalente se calcularán de acuerdo a lo siguiente:

a. Factor de carga

Se determina aplicando las siguientes ecuaciones:

$$LF = 2525 \log(R_r) + 24.42R_r + 0.204R_r^2 - 1600 \quad (\text{F-12})$$

$$LF = 3029 - 2966.8 \log(R_r) + 133.69R_r - 0.0632R_r^2 \quad (\text{F-13})$$

$$LF = (1202.6 \log(R_r) + 53.587R_r - 970.4) \cdot (0.8742 + 0.01088K_k^{0.447}) \quad (\text{F-14})$$

$$LF = (2005.4 - 1980.9 \log(R_r) + 99.008R_r) \cdot (0.8742 + 0.01088K_k^{0.447}) \quad (\text{F-15})$$

siendo: $K_k = 36.095 \cdot k_{\text{eff}}$, calculado según lo establecido en F.3 y $R_r = 0.3937 \cdot \ell$, donde ℓ es el radio de rigidez relativa de la losa, calculado según la ecuación (F-16):

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot h^3}{12(1-\mu^2) \cdot k_{\text{eff}}}} \quad (\text{F-16})$$

La ecuación a utilizar depende del tipo de eje de carga y la condición de borde, según se establece en la Tabla F-5.5.1

TABLA F-5.5.1 FACTOR DE CARGA

Condición de borde	Tipo de eje	Fórmula
Con borde protegido	Sencillo o sencillodual	(F-14)
Sin borde protegido		(F-12)
Con borde protegido	Tandem / Tridem	(F-15)
Sin borde protegido		(F-13)

b. Factor de ajuste por área de contacto

$$\text{Para eje sencillo} \quad f_1 = \left(\frac{10.896}{\text{SAL}} \right)^{0.06} \cdot \left(\frac{\text{SAL}}{8.172} \right) \quad \text{(F-17)}$$

$$\text{Para eje tandem} \quad f_1 = \left(\frac{21.792}{\text{TAL}} \right)^{0.06} \cdot \left(\frac{\text{TAL}}{16.344} \right) \quad \text{(F-18)}$$

donde:

SAL = carga total en el eje sencillo (en 10³ kgf)

TAL = carga total en el eje tandem (en 10³ kgf)

El factor f_1 para ejes tipo tridem se calcula según la ecuación (F-18) aplicando una carga total (TAL) igual al 67% de la carga en el eje tridem.

c. Factor de ajuste para las condiciones de borde

Cuando el diseño contemple un borde protegido, se aplicará un valor unitario al factor f_2 . Para bordes sin proteger, el factor se calcula mediante la aplicación de la ecuación (F-19):

Cuando $h \leq 44$ cm	$f_2 = 0.892 + \frac{h}{217.703} - \frac{h^2}{19354.8}$	(F-19)
Cuando $h > 44$ cm	$f_2 = 0.9941$	

donde h es el espesor de diseño de la losa en centímetros.

F.5.5.1.1 Repeticiones admisibles

La relación de tensiones SR para cada tipo de eje y carga, se determinará mediante la ecuación (F-20):

$$SR = \frac{\sigma_e}{f_r} \quad \text{(F-20)}$$

Para cada grupo de carga i se establece la cantidad de repeticiones admisibles (N_i), mediante lo siguiente:

$$\text{Para } SR \leq 0,4325 \quad N_i = \infty \quad \text{(F-21)}$$

$$\text{Para } 0,4325 < SR \leq 0,55 \quad N_i = \left(\frac{4,2577}{SR - 0,4325} \right)^{3,268} \quad \text{(F-22)}$$

$$\text{Para } SR > 0,55 \quad N_i = 10^{(11,737 - 12,077SR)} \quad \text{(F-23)}$$

F.5.5.1.2 Fatiga total acumulada

El efecto de fatiga $D_{r(i)}$, que genera cada grupo de cargas se calcula por la ecuación (F-24):

$$D_{r(i)} = \frac{n_i}{N_i} \quad \text{(F-24)}$$

donde:

n_i = número de repeticiones de carga para el grupo i

N_i = número de repeticiones de carga permisible para el grupo i

El efecto de fatiga total se obtiene sumando los resultados individuales de cada grupo para obtener la fatiga total D_r según la ecuación (F-25):

$$D_r = \sum_{i=1}^m D_{r(i)} \quad \text{(F-25)}$$

donde:

D_r = daño acumulativo total por fatiga

m = Número de grupos de carga de diseño

Se debe cumplir que:

$$D_r \leq 1$$

F.5.5.2 Método de diseño por erosión

Los factores que intervienen en el diseño por erosión se calcularán de acuerdo con lo siguiente:

a. Factor de presión

Para determinar el factor de presión, p_c , en pavimentos sin transmisores de corte, se aplican las ecuaciones de la (F-26) a la (F-29), según sea la condición de borde y el tipo de eje considerado.

Sin borde protegido	Eje sencillo (simple/dual)	$p_c = +1.571 + \frac{46.127}{R_r} + \frac{4372.7}{R_r^2} - \frac{22886}{R_r^3}$	(F-26)
	Eje tandem o tridem	$p_c = +1.847 + \frac{213.68}{R_r} - \frac{1260.8}{R_r^2} + \frac{22989}{R_r^3}$	(F-27)
Con borde protegido	Eje sencillo (simple/dual)	$p_c = +0.5874 + \frac{65.108}{R_r} + \frac{1130.9}{R_r^2} - \frac{5245.8}{R_r^3}$	(F-28)
	Eje tandem o tridem	$p_c = +1.470 + \frac{102.2}{R_r} - \frac{1072.0}{R_r^2} + \frac{14451}{R_r^3}$	(F-29)

Para pavimentos con transmisores de corte, se aplican las ecuaciones de la (F-30) a la (F-33), según sea la condición de borde y el tipo de eje considerado.

Sin borde protegido	Eje sencillo (simple/dual)	$p_c = -0.3019 + \frac{128.85}{R_r} + \frac{1105.8}{R_r^2} + \frac{3269.11}{R_r^3}$	(F-30)
	Eje tandem o tridem	$p_c = +1.258 + \frac{97.491}{R_r} + \frac{1484.1}{R_r^2} - \frac{180}{R_r^3}$	(F-31)
Con borde protegido	Eje sencillo (simple/dual)	$p_c = +0.018 + \frac{72.99}{R_r} + \frac{323.1}{R_r^2} + \frac{16207}{R_r^3}$	(F-32)
	Eje tandem o tridem	$p_c = +0.0345 + \frac{146.25}{R_r} - \frac{2385.6}{R_r^2} + \frac{23848}{R_r^3}$	(F-33)

b. Factor de transferencia de carga

El factor de transferencia de carga f_{lt} , se determina aplicando la ecuación correspondiente a la condición de borde y al modo de transferencia de corte prevista en el diseño, según las ecuaciones (F-34), (F-35) y (F-36):

Sin barras o transmisores de corte (ND)	Sin borde protegido (NS)	$f_{lt} = 0.95$	(F-34)
	Con borde protegido (WS)	$f_{lt} = 1.001 - \left(0.26363 - \frac{k_{eff}}{84,07} \right)^2$	(F-35)
Con barras o transmisores de corte (WD)		$f_{lt} = 1.00$	(F-36)

c. Factor de pérdida de soporte

Cuando el diseño contemple un borde protegido, el factor de pérdida de soporte será $f_{is} = 1$. En caso contrario, $f_{is} = 0,896$.

d. Factor de carga

El factor de carga, f_w , se calcula según el tipo de eje y la carga prevista para el mismo, de acuerdo a lo siguiente:

$$\text{Eje sencillo} \quad f_w = \frac{Q_{\text{eje}}}{8,172} \quad \text{(F-37)}$$

$$\text{Eje tandem} \quad f_w = \frac{Q_{\text{eje}}}{16,344} \quad \text{(F-38)}$$

$$\text{Eje tridem} \quad f_w = \frac{Q_{\text{eje}}}{24,516} \quad \text{(F-39)}$$

e. Factor de ajuste por erosionabilidad de la base de apoyo

$$C_1 = 1 - \left[\left(\frac{k_{\text{eff}}}{55,41} \right) \cdot \left(\frac{10,16}{h} \right) \right]^2 \quad \text{(F-40)}$$

La cantidad de repeticiones admisibles bajo criterios de erosión, $N_{i(e)}$, para cada grupo de cargas i , se determina de acuerdo a lo siguiente:

$$\text{Cuando } C_1 \cdot P > 9, \quad \log(N_{i(e)}) = 14,524 - 6,777 \cdot (C_1 \cdot P - 9)^{0,103} - \log(C_2) \quad \text{(F-41)}$$

$$\text{Cuando } C_1 \cdot P \leq 9, \quad N_{i(e)} = \infty \quad \text{(F-42)}$$

donde:

$$C_2 = 0,06, \text{ cuando el diseño contempla borde no protegido}$$

$$C_2 = 0,94, \text{ cuando el diseño contempla borde protegido}$$

f. Factor de potencia del suelo

Para cada condición de carga y tipo de eje se determina el factor de potencia del suelo, P , de acuerdo a la ecuación (F-43):

$$P = 809,5 \cdot \left(\frac{(k_{\text{eff}})^{1,27} \cdot (\delta_{\text{eq}})^2}{h} \right) \quad \text{(F-43)}$$

Para cada condición de carga y tipo de eje, se calculará la flecha equivalente, δ_{eq} , mediante la ecuación (F-44):

$$\delta_{\text{eq}} = \frac{P_c \cdot f_{is} \cdot f_w \cdot f_{lt}}{K_k} \quad \text{(F-44)}$$

F.5.5.2.1 Repeticiones admisibles

El efecto de daño por erosión $D_{k(i)}$, que genera cada grupo de cargas se calcula por la ecuación (F-45):

$$D_{k(i)} = \frac{n_i}{N_{i(e)}} \quad \text{(F-45)}$$

El daño acumulativo total por erosión se calcula mediante la ecuación (F-46):

$$D_k = \sum_{i=1}^m D_{k(i)} \leq 1 \quad (\text{F-46})$$

donde:

- D_k = daño acumulativo total por erosión
- m = número de grupos de carga
- n_i = número de repeticiones de carga esperadas para el grupo i
- N_i = número de repeticiones de carga permisibles para el grupo i

Se debe cumplir que $D_k \leq 1$

F.6 PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE PARA TRANSITO CONVENCIONAL

Los pavimentos de concreto simple son aquellos constituidos por losas de concreto sin acero de refuerzo. Podrán contar o no con barras de transferencia de corte en las juntas.

F.6.1 Espesor de losa

El espesor de losa de concreto se calculará según lo establecido en F.3. En los paños de aproximación y despegue del pavimento se proveerá un engrosamiento del espesor de la losa del orden del 25%. Se entiende por paño de aproximación y/o despegue a aquellos ubicados al comienzo y final de un tramo o área pavimentada, donde se hace la transición del pavimento a estructuras de diferente rigidez mediante juntas de aislamiento. Se denomina paño del pavimento el área delimitada por cuatro juntas, orientadas en direcciones similares por pares y que se interceptan entre sí.

F.6.2 Juntas

F.6.2.1 Juntas transversales

Se denominan juntas transversales las que se presentan en sentido ortogonal a la dirección de pavimentación. La distancia máxima entre juntas transversales se establece según la ecuación (F-47):

$$d_{jt} = d_f \cdot h \quad (\text{F-47})$$

donde:

- d_{jt} = distancia entre juntas transversales, m
- d_f = Constante de ajuste por fricción
- h = espesor total de losa, cm

Los valores para d_f serán los correspondientes a la Tabla F-6.2.1.

TABLA F-6.2.1 CONSTANTES DE AJUSTE POR FRICCIÓN PAVIMENTO SIMPLE

Condición de apoyo	Máximo	Rango usual
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con material cementado o estabilizado (suelo-cemento, concreto asfáltico, concreto hidráulico)	0,21	0,12 – 0,20
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con materiales granulares	0,25	0,20 – 0,24

F.6.2.2 Juntas longitudinales

Se denominan juntas longitudinales las que son paralelas a la dirección de pavimentación. Los criterios para establecer el espaciamiento entre juntas longitudinales son iguales a los previstos para juntas transversales. Cuando no exista confinamiento lateral del pavimento, las juntas longitudinales contarán con acero de refuerzo para amarre, ubicado en la mitad de la sección y orientado ortogonalmente a la junta, dimensionado de acuerdo a lo siguiente:

$$\text{Longitud mínima de empotramiento de la barra en el concreto} \quad L_{al} = 0,25 \cdot \left(\frac{f_y \cdot d}{0,02 \cdot (f_r)^2} \right) \quad (\text{F-48})$$

Sección de acero

Calculada según la ecuación (F-50). Se entenderá la distancia libre como la máxima entre juntas longitudinales no confinadas ni amarradas

F.6.2.3. Distancia máxima entre juntas

Independientemente del espesor de losa, la distancia máxima entre juntas de un mismo sentido para pavimentos de concreto simples será de 4,6 metros. El cociente resultante de dividir la dimensión máxima del paño entre la dimensión mínima nunca será mayor de 1,4; entendiéndose como dimensión la distancia existente entre juntas orientadas en el mismo sentido.

Cuando no sea posible cumplir con las distancias máximas o relación de dimensiones establecidas como límites en cualquiera de los paños, se colocará acero de refuerzo según lo establecido para pavimentos de concreto reforzado con juntas en la Sección F.7.1.2.

En caso de requerirse acero de refuerzo en el pavimento la cuantía mínima será de 0,05%.

F.6.2.4 Intersección de juntas

Las juntas deberán interceptarse en ángulos de 90° o más. En aquellos paños donde las juntas se intercepten en ángulos menores a 90° se empleará refuerzo secundario cuya cuantía será calculada de acuerdo a la ecuación (F-49)

$$A_s = \frac{18,33f_r \cdot h}{f_y} \quad (\text{F-49})$$

F.7 PAVIMENTOS DE CONCRETO REFORZADO PARA TRANSITO CONVENCIONAL

Los pavimentos de concreto reforzado para vías de tránsito convencional pueden ser:

- a. Pavimentos con juntas.
- b. Pavimentos con refuerzo continuo.

Los pavimentos del tipo **a.** presentan discontinuidad del acero de refuerzo en las juntas, mientras que los del tipo **b.** mantienen continuidad del acero en toda la longitud y sección del pavimento. La longitud de transferencia en los aceros de pavimentos continuamente reforzados debe cumplir con lo estipulado en el Capítulo 12 de esta misma Norma.

El espesor de las losas para los pavimentos de concreto reforzado se calculará según la Sección F.3.5. La incorporación de acero de refuerzo a los pavimentos para vías de tránsito convencional no incrementa la capacidad resistente del pavimento, ni permite reducir el espesor de la losa o la resistencia de diseño del concreto. El centroide de los aceros de refuerzo para los pavimentos contemplados en este Anexo, se ubicará en el eje neutro de la losa.

F.7.1 Pavimentos de concreto reforzado con juntas

F.7.1.1 Juntas transversales

Independientemente del espesor de losa, la distancia máxima aceptable entre juntas de un mismo sentido para pavimentos de concreto reforzado con juntas será de 18 metros.

La separación entre juntas transversales se establece de acuerdo con la Sección F.6.2.1, seleccionando los valores de d_f , de acuerdo a la Tabla 7-1.1.

TABLA 7-1.1 CONSTANTES DE AJUSTE POR FRICCIÓN PAVIMENTO REFORZADO

Condición de apoyo	Máximo	Rango usual
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con material cementado o estabilizado (suelo-cemento, concreto asfáltico, concreto hidráulico)	0,38	0,30 – 0,37
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con materiales granulares	0,47	0,40 – 0,45

F.7.1.2 Acero de refuerzo

El área de acero de refuerzo requerida en cada uno de los sentidos (transversal y longitudinal) se determinará según la ecuación (F-50). Se toma la distancia L , como la existente entre juntas libres orientadas en un mismo sentido. El borde externo del pavimento se tomará como una junta libre.

$$A_s = \frac{\gamma_c \cdot h \cdot L \cdot f_a}{2F_s} \quad (\text{F-50})$$

donde:

- A_s = Área de acero de refuerzo requerida cm^2/m
- γ_c = Peso propio del concreto
- H = Espesor de la losa, m
- L = Longitud entre juntas transversales, m
- f_a = Factor de roce, dado en la Tabla F2.2
- f_s = Tensión admisible de trabajo para el acero, kgf/cm^2

F.7.2 Pavimentos con acero de refuerzo continuo

F.7.2.1 Tensiones de diseño

Se tomará como tensión de carga de tránsito, σ_w , el valor máximo obtenido para σ_e al realizar el análisis por fatiga según la ecuación (F-7).

Para el diseño de pavimentos con acero de refuerzo continuo la resistencia a tracción indirecta del concreto, f_{ct} , se determina a partir de la resistencia a la tracción por flexión especificada para el cálculo del espesor de la losa, de acuerdo a la siguiente ecuación (F-51):

$$f_{ct} = 0,86 \cdot f_r \quad (\text{F-51})$$

donde:

- f_{ct} = Resistencia a tracción indirecta, kgf/cm^2
- f_r = Resistencia de diseño a la tracción por flexión

Para el acero se tomará como tensión máxima $\sigma_s = 0,75 f_y$.

F.7.2.2 Control de fisuración del concreto

La anchura máxima de fisura vendrá determinado por las condiciones de exposición del pavimento bajo condiciones de servicio, según se muestra en la Tabla F-7.2.2. El máximo espaciamiento entre fisuras será de $X_f = 2,40$ m. y el mínimo de $X_f = 1,10$ m.

TABLA F-7.2.2 Control de Fisuración del concreto

Condición de exposición del pavimento	Anchura máxima de fisura para diseño, mm
Pavimentos bajo techo o cubiertos	0,50
Pavimentos al aire libre y a más de 5 km de la línea de costa, o sobre terrenos con bajo contenido de sulfatos hidrosolubles (< 0,10%)	0,25
Pavimentos en contacto con terrenos con alto contenido de sulfatos hidrosolubles (0,10 < S% < 0,20)	0,20
Pavimentos en zonas costeras marinas, o a menos de 5 km de la línea de costa	0,15

F.7.2.3 Cuantía de acero del refuerzo

El procedimiento para la determinación de las cuantías del acero, tanto longitudinal como transversal es el siguiente:

a. Se establece una cuantía máxima en base a la aplicación de los valores que correspondan en la ecuación (F-50), con un espaciamiento de grieta fijo de 1,1 m. El diámetro máximo para acero de refuerzo en pavimentos con acero de refuerzo continuo será de 22,2 mm (Nº 7). El diámetro mínimo será de 12,7 mm (Nº 4).

b. Se determina la cuantía que corresponde para cada condición particular, empleando las ecuaciones (F-52), (F-53) y (F-54) con los valores seleccionados para el diseño. La cuantía mínima será la que resulte mayor entre los 3 resultados.

c. Si $P\%_{\min} > P\%_{\max}$ se debe cambiar uno o más parámetros y repetir los pasos **a.** y **b.**, hasta que se cumpla que $P\%_{\min} < P\%_{\max}$.

$$P_X\% = \frac{1.062(1+0.01421 \cdot f_{ct})^{1.457} \cdot \left(1 + \frac{\alpha_a}{2 \cdot \alpha_t}\right)^{0.25} \cdot (1+0.3937 \cdot D_{al})^{0.476}}{3.281 \cdot X_i^{0.217} \cdot (1+0.01421 \cdot \sigma_w)^{1.13} \cdot (1+1000 \cdot Z)^{0.389}} - 1 \quad (\text{F-52})$$

$$P_{CW}\% = \frac{0.358(1+0.01421 f_{ct})^{1.435} (1+0.3937 \cdot D_{al})^{0.484}}{(0.0394 \cdot C_w)^{0.220} (1+0.01421 \cdot \sigma_w)^{1.079}} - 1 \quad (\text{F-53})$$

$$P_{SY}\% = \frac{50.834(1+0.0018 \cdot TD_d)^{0.155} (1+0.01421 \cdot f_{ct})^{1.493}}{(14.21 \cdot \sigma_s)^{0.365} (1+0.01421 \cdot \sigma_w)^{1.146} (1+1000 \cdot Z)^{0.180}} - 1 \quad (\text{F-54})$$

donde:

- C_w = ancho máximo de fisura, mm
- TD_d = rango de temperatura, °C
- X_i = espaciamiento entre fisuras, m
- Z = retracción del concreto, m/m
- f_{ct} = resistencia a tracción indirecta del concreto, kgf/cm²
- α_a = coeficiente de dilatación térmica del acero
- α_t = coeficiente de dilatación térmica del concreto
- σ_s = tensión máxima permisible en el acero, kgf/cm²
- σ_w = tensión a tracción por carga de tránsito, kgf/cm²
- D_{al} = diámetro del acero de refuerzo seleccionado, cm

F.8 PAVIMENTOS PARA ÁREAS INDUSTRIALES

Se define como pavimentos de concreto para áreas industriales aquellos sobre los cuales actúan cargas de tránsito no convencionales y/o soportan cargas estáticas provenientes del almacenaje de productos o materias primas.

Las losas de un pavimento industrial pueden ser de concreto simple o de concreto reforzado, con juntas.

El espesor de losa de concreto se calculará de acuerdo a lo establecido en esta sección. Los paños perimetrales del pavimento se engrosarán en un 20% con respecto al espesor de diseño.

El dimensionado de pavimentos de concreto para áreas industriales seguirá los lineamientos de F.3, según el tipo de pavimento seleccionado, con las condiciones particulares de la presente sección.

F.8.1 Requisitos generales

Adicionalmente a los requisitos de F.2, en pavimentos para áreas industriales se cumplirá con lo siguiente:

- En ningún caso el espesor de losa será inferior a 15 cm.
- El valor mínimo de la resistencia a flexión del concreto será de 40 kgf/cm² a la edad de 28 días.
- Los agregados empleados en la elaboración de mezclas de concreto tendrán un desgaste máximo de 35%, evaluado según la Norma Venezolana 266 ó 267, según corresponda.
- Todas las juntas contarán con transmisores de corte calculados según lo establecido en el Artículo F.4.

F-8.2 Resistencia de diseño del concreto

La resistencia de diseño a la tracción por flexión del concreto se obtiene mediante la ecuación (F-55):

$$f_{rm} = \frac{f_r}{FS} \quad (F-55)$$

La selección del valor queda a juicio del Ingeniero según su experiencia siempre dentro de los valores indicados en la Tabla F-8.2 y según el tipo de cargas, las cuales podrán ser vehiculares, concentradas y uniformes, en cualquier combinación.

TABLA F-8.2 FACTORES DE SEGURIDAD

Tipo de cargas	Rango para FS	
	Usual	Límite
Vehiculares	1,0 – 1,2	1,0 – 1,3
Concentradas	1,7 – 2,0	1,4 – 2,2
Uniformes	1,7 – 2,0	1,4 – 2,0

F-8.3 Cargas vehiculares

Para vehículos convencionales se aplican los valores establecidos en la Norma Venezolana 2402, según lo estipulado en la Sección F.3.2.

Para vehículos de otro tipo se deben aplicar las cargas según las especificaciones particulares de los vehículos.

Los ejes que se contemplan pueden ser de tipo sencillo (con 2 ruedas por eje) o dual (con cuatro ruedas por eje). Cuando se trate de ruedas en configuración dual, la distancia entre ruedas se entenderá que es la que corresponde a la medida a lo largo del eje y de centro a centro entre las ruedas duales opuestas.

Configuraciones de ejes diferentes escapan al alcance de este Anexo y los pavimentos sobre los cuales transiten deberán dimensionarse por otros métodos.

A los efectos del diseño de espesores, los factores a determinar son los siguientes: carga máxima en el eje, tipo de eje y distancia entre ruedas del eje; carga por rueda, presión de contacto y área de contacto; número máximo de repeticiones esperadas sobre el área para cada grupo de cargas y durante período de diseño.

a. Carga por rueda

La carga por rueda se obtiene dividiendo la carga total en el eje por el número de ruedas en el mismo.

b. Presión de contacto

La presión de contacto, P_c , para cada rueda será la que corresponde a la presión de inflado para el caso de llantas neumáticas. Para otro tipo de ruedas, o en caso que se desconozca con precisión la presión de inflado se puede adoptar valores según la Tabla F-8.3:

TABLA F-8.3 PRESIÓN DE CONTACTO

Tipo de rueda	P_c kgf/cm ²
Ruedas con llantas neumáticas	
Convencionales	5,6 – 7,0
Con refuerzo de acero	6,3 – 8,4
Ruedas de goma maciza	12,7 – 14,0
Ruedas de goma o plástico sólido	17,6 – 24,6
Ruedas metálicas	42,2

c. Área de contacto

El área de contacto A_c , se supondrá circular y el radio r_c de la misma se determinará según la ecuación (F-56):

$$r_c = 0,5642\sqrt{A_c} \quad (\text{F-56})$$

1. Eje simple

El área de contacto para el eje simple se calcula por la ecuación (F-57):

$$A_c = \frac{Q_{\text{eje}}}{2 \cdot P_c} \quad (\text{F-57})$$

2. Eje dual

El área de contacto equivalente para el caso de un eje dual se calcula mediante la ecuación (F-58):

$$A_c = \frac{0,8521 \cdot Q_{\text{rueda}}}{P_c} + S_d \cdot \sqrt{\frac{Q_{\text{rueda}}}{0,5227 \cdot P_c}} \quad (\text{F-58})$$

donde:

N = Número de ruedas en el eje

Q_{eje} = carga total en el eje

Q_{rueda} = carga por rueda en el eje = $\frac{Q_{\text{eje}}}{N}$

P_c = Presión de contacto

S_d = separación entre ruedas adyacentes del eje dual

F.8.4 Otras cargas

Las cargas concentradas actúan en sentido vertical. A los efectos de este Anexo representan únicamente las cargas máximas ocasionadas por el peso propio de elementos que se encuentren simplemente apoyados sobre la losa.

Se consideran cargas uniformemente distribuidas aquellas provenientes del almacenaje de productos directamente sobre la losa.

F.8.5 Pavimento industrial de concreto simple

Los pavimentos de concreto simples para áreas industriales son aquellos constituidos por losas de concreto sin acero de refuerzo secundario.

Se seleccionara como espesor de diseño de las losas de concreto simple, el que cumpla los requisitos de resistencia por cargas de tránsito o periódicas, cargas concentradas, y cargas uniformemente distribuidas. En todo caso debe verificarse para el espesor de losa seleccionado que:

$$f_r \geq \sigma_t + \sigma_a + \sigma_d$$

donde:

$$\sigma_t = \text{tensión por carga de tránsito}$$

$$\sigma_a = \text{tensión por carga concentrada}$$

$$\sigma_d = \text{tensión por carga distribuída}$$

F.8.5.1 Diseño para cargas de tránsito o periódicas

Para el cálculo del espesor de la losa de concreto por efecto de cargas de tránsito se aplicará el siguiente procedimiento:

a. Determinar las tensiones en centro, borde y esquina para cada grupo de carga actuante (i) mediante la ecuación (F-59a), (F-59b) y (F-59c) según corresponda:

$$\sigma_{tc(i)} = \frac{0,316 \cdot Q_{rueda}}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \cdot \left(\log \frac{\ell}{b} + 1,069 \right) \quad (\text{F-59a})$$

$$\sigma_{te(i)} = \frac{3 \cdot Q_{rueda}}{h^2} \cdot \left(1 - \left(\frac{1,772 \cdot r_c}{\ell} \right)^{0,72} \right) \quad (\text{F-59b})$$

$$\sigma_{tb(i)} = \frac{0,803 \cdot Q_{rueda}}{h^2} \cdot \left(4 \cdot \log \left(\frac{\ell}{r_c} \right) + 0,67 \left(\frac{r_c}{\ell} \right) - 0,034 \right) \quad (\text{F-59c})$$

donde:

$$\sigma_{tc(i)} = \text{tensión por carga actuante en centro, kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{te(i)} = \text{tensión por carga actuante en una esquina, kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{tb(i)} = \text{tensión por carga actuante en el borde libre, kgf/cm}^2$$

$$\mu = \text{módulo de Poisson del concreto}$$

$$b = \begin{cases} r_c & \text{cuando } r_c \geq 1,724h \\ \sqrt{1,6 \cdot r_c^2 + h^2} - 0,675 \cdot h & \text{cuando } r_c < 1,724h \end{cases}$$

b. Calcular la relación de tensiones $SR_{(i)}$, para cada grupo de carga actuante en centro de losa mediante la ecuación (F-60):

$$SR_{(i)} = \frac{\sigma_{tc(i)}}{f_{rm}} \quad (\text{F-60})$$

- c. Determinar las repeticiones admisibles por fatiga para el grupo de carga, según la Subsección F.3.5.1.1 para condición de carga en centro de losa
- d. Verificar que el espesor seleccionado cumpla el criterio por fatiga total acumulada, según lo especificado en la Subsección F.3.5.1.2.
- e. Determinar la tensión máxima para el espesor de losa seleccionado por cargas de tránsito o periódicas tanto para condición de carga en borde $\sigma_{tb(i)}$ como en esquina $\sigma_{tc(i)}$.

F.8.5.2 Diseño para cargas concentradas

Para determinar el espesor de losa requerido en pavimentos industriales por efecto de cargas concentradas es necesario conocer la carga máxima vertical esperada, **PL**, y el área de contacto de las planchas de apoyo de la carga A_c .

- a. El área de contacto debe ser suficiente para que la presión de contacto cumpla con lo siguiente:

$$\text{Cargas con apoyo en el interior de la losa:} \quad P_{\text{contacto}} \leq 4,2 \cdot f_r$$

$$\text{Carga con apoyo en esquina o borde libre de la losa:} \quad P_{\text{contacto}} \leq 2,1 \cdot f_r$$

- b. Se determina el radio de contacto equivalente mediante la ecuación (F-61):

$$r_c = \sqrt{\frac{A_c}{\pi}} \quad (\text{F-61})$$

- c. Se obtiene la tensión producida por las cargas aplicadas en centro σ_{ac} , borde σ_{ab} y en esquina σ_{ae} , según corresponda aplicando las ecuaciones (F-62a), (F-62b) y (F-62c) respectivamente

$$\sigma_{ac} = \frac{0,316 \cdot PL}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \cdot \left(\log \frac{\ell}{b} + 1,069 \right) \quad (\text{F-62a})$$

$$\sigma_{ab} = \frac{0,803 \cdot PL}{h^2} \cdot \left(4 \cdot \log \left(\frac{\ell}{r_c} \right) + 0,67 \left(\frac{r_c}{\ell} \right) - 0,034 \right) \quad (\text{F-62b})$$

$$\sigma_{ae} = \frac{3 \cdot PL}{h^2} \cdot \left(1 - \left(\frac{1,772 \cdot r_c}{\ell} \right)^{0,72} \right) \quad (\text{F-62c})$$

donde:

$$\begin{aligned} \sigma_{ac} &= \text{Tensión por carga concentrada en centro, kgf/cm}^2 \\ \sigma_{ab} &= \text{Tensión por carga concentrada en borde, kgf/cm}^2 \\ \sigma_{ae} &= \text{Tensión por carga concentrada en esquina, kgf/cm}^2 \\ PL &= \text{carga en el apoyo, kgf} \\ \mu &= \text{coeficiente de Poisson del concreto} \\ \ell &= \text{radio de rigidez relativa de la losa, cm} \\ r_c &= \begin{cases} r_c, & \text{si } r_c \geq 1,724h \\ \left(\sqrt{1,6 \cdot r_c^2 + h^2} \right) - 0,675 \cdot h, & \text{si } r_c < 1,724h \end{cases} \\ b &= \end{aligned}$$

- d. Determinar el tensión admisible para el concreto mediante la ecuación (F-63):

$$\sigma_A = \frac{f_r}{FS} \quad (\text{F-63})$$

e. Se debe cumplir que:

$$\sigma_A \geq \sigma_{ab}, \sigma_{ac}, \sigma_{ae}$$

F.8.5.3 Diseño para cargas uniformemente distribuidas

A los efectos de estimar el espesor de la losa de concreto simple para soportar cargas uniformemente distribuidas, se aplica lo siguiente:

a. Se determina la tensión producida por una carga uniformemente distribuida, σ_d , mediante la ecuación (F-64):

$$\sigma_d = \frac{W}{17.9 \cdot \sqrt{\frac{k_{\text{eff}} \cdot h}{E_c}}} \quad (\text{F-64})$$

donde:

- W = carga uniforme, $\text{kgf/m}^2 \times 10^{-3}$
- σ_d = Tensión por carga actuante, kgf/cm^2
- k_{eff} = Módulo de reacción efectivo, según el Artículo F-3
- h = Espesor de losa, cm
- E_c = Módulo elástico del concreto, kgf/cm^2

b. Determinar la tensión admisible para el concreto mediante la ecuación (F-65):

$$\sigma_D = \frac{f_r}{FS} \quad (\text{F-65})$$

c. Se debe cumplir que $\sigma_D \geq \sigma_d$

F.8.5.4 Juntas

La distancia máxima entre juntas orientadas en el mismo sentido para pavimentos en áreas industriales se establece según la ecuación (F-47), empleando los valores máximos para d_f , de la Tabla 8.5.4.

TABLA F-8.5.4 CONSTANTES DE AJUSTE POR FRICCIÓN PAVIMENTO AREAS INDUSTRIALES

Condición de apoyo	Área techada	Área descubierta
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con material cementado o estabilizado (suelo-cemento, concreto asfáltico, concreto hidráulico)	0,23	0,20
Losas colocadas sobre capa de apoyo elaborada con materiales granulares no cementados	0,30	0,24

Independientemente de lo anterior, la distancia máxima entre juntas de un mismo sentido para pavimentos de concreto simples será de 6 metros en áreas techadas, y de 5 metros en áreas descubiertas. El cociente resultante de dividir la dimensión máxima del paño entre la dimensión mínima nunca será mayor de 1.4, entendiendo como dimensión la distancia existente entre juntas orientadas en el mismo sentido.

Cuando no sea posible cumplir con las distancias máximas o relación de dimensiones establecidas como límites en cualquiera de los paños, se deberá tratar este según lo establecido para pavimentos de concreto con juntas y refuerzo de acuerdo con la Subsección F.7.1.2, aplicando el factor de roce que corresponda al apoyo según la Tabla F-2.2. La cuantía mínima será de 0,05%.

Las juntas deberán interceptarse en ángulos de 90° o más. En aquellos paños donde las juntas se intercepten en ángulos menores a 90° se empleará refuerzo secundario cuya cuantía será calculada de acuerdo con la ecuación (F-49).

F.8.6 Pavimentos de concreto reforzado para áreas industriales

Los pavimentos estructuralmente reforzados para áreas industriales se limitan a los casos cubiertos en este Anexo.

El espesor de losa se calcula según lo establecido en el Artículo F.8.1. El uso de acero de refuerzo en pavimentos para áreas industriales dimensionado de acuerdo a lo que se detalla en ésta Sección no incrementa la capacidad resistente del pavimento, ni permite reducir el espesor de la losa o la resistencia de diseño del concreto. El centroide de los aceros de refuerzo para los pavimentos contemplados en la presente Sección se ubicará en el eje neutro de la losa.

Deberán cumplir con los siguientes requisitos generales:

- a. La cuantía mínima de refuerzo para pavimentos estructuralmente reforzados será de 0,5% y la máxima será de 1,25% en cada capa. No se permitirán reducciones adicionales en el espesor de la losa por uso de cuantías superiores.
- b. Independientemente de la cuantía de refuerzo, el espesor mínimo de losa en pavimentos con refuerzo estructural será de 15 cm. El espesor de losa de pavimento reforzado no será nunca menor al 80% del espesor de losa que resulte para un pavimento no reforzado analizado bajo las mismas condiciones de carga.
- c. La resistencia de diseño a la tracción por flexión del concreto en pavimentos estructuralmente reforzados no será menor de 40 kgf/cm².
- d. Todo lo referente al acero de refuerzo debe cumplir con lo establecido en los Capítulos 3, 7 y 12 de esta misma norma.

F.8.6.1 Espesor de losa

El procedimiento para establecer el espesor de una losa de pavimento industrial estructuralmente reforzada es el siguiente:

- a. Se calcula el espesor de losa inicial, aplicando el procedimiento descrito para un pavimento de concreto simple según lo establecido en la Sección F.8.5.
- b. Se aplica el máximo de reducción de espesor admisible para obtener el espesor de losa reforzada según la ecuación (F-66):

$$h_r = 0.80 \cdot h \quad (\text{F-66})$$

- c. Con este nuevo espesor se calculan las tensiones producidas por las cargas actuantes previstas, según lo establecido en la Sección F.8.4.
- d. Con la tensión por adición de efectos, se determina el área de acero para la malla de refuerzo inferior mediante la ecuación (F-67):

$$A_s = \frac{18,5 \cdot \sigma_{ad} \cdot h_r^2}{f_y \cdot (h_r - r_d)} \quad (\text{F-67})$$

donde:

A_s	=	Área requerida de refuerzo, cm^2/m
σ_{ad}	=	Tensión máxima actuante por adición de efectos, kgf/cm^2
h_r	=	Espesor de losa para el pavimento reforzado, cm
f_y	=	Tensión máxima cedente para el acero de refuerzo
r_d	=	Recubrimiento de diseño de acuerdo con la Sección 7.2.4; cm .

e. La necesidad o no de refuerzo superior se determinará aplicando la tensión máxima por tránsito $\sigma_{tc(i)}$ y por carga concentrada bajo condición de carga en esquina σ_{ac} para el espesor de losa reforzado. Si $\sigma_A \geq \sigma_{ac} + \sigma_{tc(i)\text{máx.}}$, no se requiere refuerzo superior. En caso contrario, se aplica la ecuación (F-60), con $\sigma_{ad} = \sigma_{ac} + \sigma_{tc(i)\text{máx.}}$, para obtener el área de acero para la malla de refuerzo superior.

F.8.6.2 Juntas

La longitud entre juntas transversales se establece de acuerdo a la Sección F.6.2.1, seleccionando los valores de d_f de acuerdo a la Tabla F-7.1.1.

Independientemente del espesor de losa, la distancia máxima aceptable entre juntas de un mismo sentido para pavimentos de concreto reforzado con juntas será de 18 metros en áreas exteriores descubiertas y de 25 metros en áreas techadas.

ANEXO G
(Informativo)
RESPONSABILIDADES

G.1 OBJETO

El Anexo G que se incluye a continuación, tiene el propósito de orientar a los organismos encargados de regular la aplicación y el cumplimiento de esta norma, así como también proporcionar indicaciones de orden administrativo en cuanto a la aplicación de esta Norma.

G.2 RELACIÓN CON OTRAS NORMAS

Esta Norma se complementa con otras Normas Venezolanas, al igual que con especificaciones y reglamentos originados o aceptados por otros Organismos gubernamentales o estatales con competencia, aun cuando prevalece en el caso de discrepancia con éstos. En el Apéndice C se indican las normas que se aplican conjuntamente con este documento. Salvo que se indique lo contrario, toda referencia a otras normas, especificaciones y códigos está referida a la última edición vigente. Véase el Anexo C.

G.3 RESPONSABILIDADES Y LIMITACIONES

G.3.1 La presente Norma ha sido preparada con arreglo a los principios, criterios y experiencias de la ingeniería reconocidos para la fecha de su publicación. No constituye una garantía, implícita o explícita, ni responsabilidad legal o penal por parte del FONACIT, SOCVIS, SENCAMER, FONDONORMA, ni de los profesionales que participaron en su elaboración. La responsabilidad de la correcta aplicación de esta Norma y las otras citadas en ella, se regirá por lo dispuesto en las leyes venezolanas y, en particular, por el Capítulo V del Título VII de la Ley Orgánica de Ordenación Urbanística.

G.3.2 Conforme con la Norma Venezolana 2002, el propietario de la edificación debe asegurar, además del control y la calidad de la construcción, el respeto al uso previsto en el proyecto y el mantenimiento de la edificación. La documentación del proyecto cumplirá con lo establecido en el Artículo 1.5 de la presente Norma.

G.3.3 El contratista de la obra no podrá construir componentes o elementos estructurales y no estructurales que no estén contemplados en el proyecto, ni modificar los procedimientos constructivos especificados, sin la previa autorización del ingeniero estructural responsable por el proyecto.

G.3.4 De conformidad con lo dispuesto en el Capítulo V del Título VII de la Ley Orgánica de Ordenación Urbanística, la investigación del subsuelo será responsabilidad del profesional competente en el área, quien utilizará los métodos de exploración o de investigación y ensayos especificados y acordados conjuntamente con el Ingeniero Estructural.

G.3.5 Los fabricantes de dispositivos de aplicación estructural además de prestar la debida asesoría técnica, deben informar las ventajas y contra-indicaciones en el uso de sus productos, estudios y ensayos que avalen su uso y aseguramiento de la calidad, los cuales formarán parte de la documentación técnica del proyecto.

G.4 IDENTIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

G.4.1 Conforme con lo dispuesto por la Norma Venezolana 2002, Sección 1.4.2, y la Autoridad Competente, las construcciones se identificarán durante su construcción, adecuación o reparación, y mediante una placa metálica de manera permanente. En la identificación debe aparecer como mínimo los permisos de construcción, la lista de los profesionales participantes y la fecha de construcción.

G.5 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

G.5.1 Excepto cuando en las condiciones de contratación del proyecto se haya acordado de otra manera, se entregarán al propietario de la obra dos juegos de copias completas de la documentación del proyecto con la firma y sello originales de los respectivos profesionales en sus áreas de competencia. El propietario hará uso compatible con la Ley de Propiedad Intelectual.

G.5.2 El proyectista podrá entregar al propietario la documentación del proyecto en medio electrónico permanente, pero sólo serán válidos para la construcción los documentos con la firma y sello originales de los respectivos profesionales en sus áreas de competencia. El uso de la información entregada por el proyectista en cualquier medio se regirá por la Ley de Propiedad Intelectual.

G.5.3 Sólo se considerarán válidos para la construcción los planos y demás documentos que lleven la firma, el sello y la fecha de aprobación de los ingenieros proyectista y residente de la obra. Pasarán a formar parte de la documentación del proyecto, entre otros, el Diario de Obra, los informes de los ensayos de materiales y sus certificados de conformidad con norma, minutas de reuniones, cambios y modificaciones legalmente aprobadas fotografías y como tal el propietario queda responsabilizado de su custodia, traspaso y presentación de conformidad con lo dispuesto en el Artículo 3.10 de la Norma Venezolana 2002.

G.5.4 Para facilitar el seguimiento del cumplimiento de las ordenanzas municipales, tanto por parte de las autoridades como de la misma comunidad, así como la aplicación del Capítulo 17 de la presente Norma y el Capítulo 12 de la Norma Venezolana 1756:2001, la identificación contendrá como mínimo las fechas y números de la solicitud y otorgamiento del permiso de construcción, dirección e identificación de la parcela, organismo y funcionarios que otorgaron el permiso, y la lista de los profesionales responsables por el proyecto y la construcción. Véase el Artículo G.6.

G.6 ASEGURAMIENTO DE CALIDAD Y CONTROL DE LA OBRA

G.6.1 La calidad de las estructuras de concreto reforzado depende, en gran parte, de la pericia de la mano de obra. Las óptimas prácticas de diseño y los mejores materiales serán inefectivos cuando la construcción no se realiza correctamente. En algunas obras, las especificaciones y planos no pueden cubrir exhaustivamente todos los detalles, o algunos de ellos deben ser resueltos en la obra, por lo cual se hace necesario la Inspección, la Residencia y la Supervisión. Estas actividades tienen por objeto asegurar un trabajo satisfactorio, de acuerdo a los planos y especificaciones. El buen comportamiento de la estructura depende de su construcción, en cuanto a que ésta se ajuste exactamente a su diseño y satisfaga los requisitos de esta Norma, con las tolerancias que en ella se establecen. Para comprender las actividades y responsabilidades de los diferentes roles del ingeniero en un proyecto y construcción, véase [Bolívar, J., 2002].

G.6.2 El término “Inspección” de esta Norma implica que el ingeniero inspector debe visitar la obra con la frecuencia necesaria para observar las distintas etapas del trabajo y verificar que el mismo se realiza de conformidad con los documentos contractuales y los requisitos de las Normas. La frecuencia debe ser suficiente para proporcionar un conocimiento general de cada operación, ya sea que esto signifique varias visitas por día o una en varios días.

G.6.3 La inspección y la supervisión no relevan de ninguna manera al contratista de su obligación de seguir los planos y especificaciones y de proveer los materiales y la mano de obra de calidad y cantidades adecuadas para todas las etapas de la obra. La responsabilidad por la inspección es del Profesional designado a ese efecto por la Autoridad Competente y su actuación se ajustará a las disposiciones vigentes.

G.6.4 Para promover la participación de la comunidad en el cumplimiento de las ordenanzas municipales durante la construcción, se recomienda facilitar el dominio visual público de la misma, como por ejemplo disponiendo orificios ubicados a una altura confortable para un peatón de altura normal en las vallas protectoras que circunde la obra.

G.7 EJECUCIÓN E INSPECCIÓN

G.7.1 El cumplimiento de lo indicado en los documentos del proyecto y de lo pautado en las Leyes y Ordenanzas vigentes durante el proceso de construcción será responsabilidad de los profesionales debidamente colegiados, en ejercicio legal y con la experiencia necesaria, designados por el propietario y la Autoridad Competente. En sus áreas de competencia estos profesionales serán el Ingeniero Residente, el Ingeniero Inspector y el Ingeniero Supervisor.

G.7.2 Cuando se produzcan cambios respecto al proyecto original, debidamente aprobados por el Ingeniero Proyectista en su ámbito de competencia, se elaborarán los planos que reflejen lo realmente construido, y se dejará constancia escrita en el Diario de Obra. Estos planos deben llevar la firma y sello originales de los Ingenieros Proyectista, Supervisor, Residente e Inspector.

G.7.3 La colocación del acero de refuerzo detallado según los planos estructurales y el vaciado de concreto se realizarán bajo la supervisión continua del Ingeniero Estructural responsable del proyecto o del Ingeniero Estructural que éste designe

G.8 SUPERVISIÓN

G.8.1 Cuando sea acordado por las partes, la actividad de supervisión o asesoría a los Ingenieros Residente e Inspector podrá ser contratada preferentemente al equipo profesional que realizó el proyecto con

el fin de mejorar la comunicación multidisciplinaria, decidir sobre las opciones de detalles y especificaciones que sólo pueden resolverse en las condiciones reales de ejecución de la obra, resolver los detalles y responsabilidades profesionales no contempladas explícitamente en los documentos del proyecto, entre otros eventuales problemas que tiendan a desviar la ejecución de la obra de la concepción original del proyecto. El contrato de supervisión debe incluir, entre otros aspectos, el propósito y alcance de la supervisión, su periodicidad, así como los procedimientos de supervisión.

**ANEXO H
(INFORMATIVO)
COMENTARIO**

PARTE H-1 GENERALIDADES

CAPÍTULO H-1 OBJETO Y ALCANCE

H-1.1 OBJETO

Esta Norma está basada fundamentalmente en el Código ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete (318-05) and Commentary (318R-05) del Instituto Americano del Concreto, ACI, con las modificaciones pertinentes para adaptarlo a nuestra realidad y hacerlo congruente con las Normas Venezolanas para el proyecto de estructuras de edificaciones. Esta actualización de la Norma Venezolana 1753 coincide con la primera revisión completa del Código ACI 318 en 40 años, desde que se introdujo el Método de los Estados Límites [Centeno y Cuevas, 2003].

Para asegurar la calidad del concreto se deberá cumplir con los requisitos de los Capítulos 3, 4 y 5. Se recomienda además, consultar la bibliografía técnica especializada, indicada al final de los anexos. En caso de discrepancia, privarán los requisitos de esta Norma o de las Especificaciones y Normas Venezolanas vigentes.

H-1.2 ALCANCE

Muchas de las disposiciones de la presente Norma, como las que se refieren a la calidad del concreto y los principios de diseño, son aplicables a algunas de las estructuras especiales mencionadas. Sin embargo corresponderá a la Autoridad Competente determinar los criterios técnicos específicos a usar para cada particular de estas estructuras especiales. De hecho, el mismo ACI dispone de normas específicas para cubrir los problemas particulares de proyecto y construcción de estas estructuras, como por ejemplo: chimeneas (ACI 307-98) Standard Practice for the Design and Construction of Cast-in-Place Reinforced Concrete Chimneys; silos (313-97) Standard Practice for the Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials; tanques y estructuras de ingeniería ambiental (ACI 350-01) Environmental Structures Code and Commentary y (ACI 350.3-01) Seismic Design of Liquid -Containing Concrete Structures; efectos térmicos en plantas nucleares (ACI 349-00) Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures; reactores y contenedores (ACI 359-98), pilas y pilotes (ACI 543-00) Recommendations for Design, Manufactures, and Installation of Concrete Piles; no obstante, el uso de dichos documentos debe adaptarse a los criterios generales de esta Norma y los de la Norma Venezolana 1756-01.

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

H-1.4 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES

La Norma Venezolana 1756-01 vigente acepta en forma explícita que la estructura en general y sus miembros resistentes en particular, pueden alcanzar incursiones importantes en el dominio inelástico bajo la acción de movimientos sísmicos severos. Por este motivo, tanto en el diseño de miembros como en la evaluación de la seguridad global de la estructura, se deben seguir criterios congruentes con el nivel de respuesta supuesto, tal como se establece en esta Norma para los Niveles de Diseños ND2 y ND3. Véanse especialmente los Capítulos 14 y 18.

H-1.5 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

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

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

De acuerdo a lo propuesto por el Comité ACI 118 se recomienda la presentación de la siguiente documentación mínima:

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

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

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

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

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

Las disposiciones de este Artículo no se aplican a los ensayos de modelos que se usen para complementar los análisis analíticos, según la Sección 1.5, o para evaluaciones de resistencia de estructuras existentes, según el Capítulo 17.

CAPÍTULO H-2 DEFINICIONES, NOTACIÓN Y UNIDADES

H-2.1 DEFINICIONES

Para una aplicación consistente de esta Norma es necesario convenir en las definiciones de algunos términos empleados, cuando los mismos tengan un significado especial o no siempre corresponden a su aceptación ordinaria. Salvo algunos casos no se repiten definiciones empleadas en las Normas Venezolanas. Compilaciones de los términos usuales concernientes a la tecnología del cemento y del concreto se encuentra en las referencias Cement and Concrete Terminology (ACI 116R-00), Norma Venezolana 337 y la Norma Venezolana 2004.

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

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

En el Artículo 3.6 se aclara la diferencia entre barras con resaltes y barras lisas.

Por definición de la Norma, “concreto estructural liviano” es el concreto estructural con agregados gruesos livianos. Se distingue el uso de arenas naturales ('concreto liviano con arenas naturales'), de los casos menos frecuentes, en los cuales la arena también es agregado liviano ('concretos totalmente livianos'). Esta definición

podría no concordar con el uso dado por algunos proveedores del material o contratistas, pues lo más frecuente es que en los 'concretos livianos', los agregados finos estén constituidos por arena natural. Esta diferenciación resulta necesaria en diferentes aspectos de la tecnología del concreto. Véase el Manual del Concreto Estructural [Porrero et al 2004].

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

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

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

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

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

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

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

H-2.2 NOTACIÓN

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

Como puede tomar algún tiempo la adopción de una notación más moderna y racional que la tradicional (véase la discusión de letras griegas (notación) en la Norma Venezolana 2004-98), a continuación se indica la correspondencia entre la notación de la presente edición y, entre paréntesis, la utilizada en las ediciones previas de este documento, y las Normas Venezolanas 1618:1998 y 2004:98: $f'_c (F_c)$; $f'_{cr} (F_{cr})$; $f'_{ct} (F_{ct})$ y $f'_{cu} (F_{cu})$.

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

En la Norma Venezolana 316 (2005) se muestra de manera esquemática la curva tensión contra deformación de una barra de acero de refuerzo sometido a un ensayo de tracción monotónicamente creciente hasta la rotura. En la figura se pueden identificar la curva teórica y la curva obtenida en ensayo. En la curva obtenida en ensayo se observa que una vez superada la resistencia cedente del acero (f_y^*) se inicia un proceso de endurecimiento por deformación hasta alcanzar la resistencia de agotamiento (f_{su}^*), la cual puede ser sustancialmente mayor que la resistencia cedente.

El endurecimiento por deformación del acero afecta el momento resistente máximo probable M_{pr} , que puede desarrollar un miembro de concreto reforzado. Para cuantificar este efecto se propone el coeficiente α_{en} , el cual depende fundamentalmente de la relación de endurecimiento del acero y las propiedades de las secciones.

El coeficiente α_{en} puede variar entre 1,25 y 1,40 dependiendo del tipo de acero empleado. Véase las referencias ACI 318 (2005), NZS 3101 (2004), ENV 1998-1-3 (1994), Allington y Bull, Pacific Steel. Según Castilla y Marinilli (2001) se puede inferir que el valor del coeficiente α_{en} oscila alrededor de 1,25 para barras de acero de bajo contenido de carbono (tipo W) y alrededor de 1,40 para barras de acero de alto contenido de carbono (tipo S).

H-2.3 UNIDADES

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

La adopción del módulo de elasticidad del acero en $E_s = 2,1 \times 10^6$ kgf/cm², obligó a algunas modificaciones en la conversión de las ecuaciones del ACI para mantener la consistencia, así por ejemplo el valor de $\epsilon_t = 0,0075$ de la Sección 8.4.3 del ACI 318-05, en nuestro Artículo 8.5 se estableció en $\epsilon_t = 0,0073$.

H-2.3.1 Conversión

Sistema Inglés	Sistema MKS	Sistema SI
1 lb	0,453 gf	4,44 N
1 psi	0,0070307 gf/cm ²	6,89 kPa
1 ksi	70,307 gf/cm ²	6,895 MPa
$\sqrt{f'_c}$	0,27 $\sqrt{f'_c}$	0,08 $\sqrt{f'_c}$
1 in	0,0254 m	25,4 mm
1 ft	0,03048 m	304,8 mm
40 °F	4,4 °C	
50 °F	10 °C	
90 °F	32 °C	
95 °F	35 °C	

PARTE H-2 MATERIALES

CAPÍTULO H-3 MATERIALES

H-3.1.1 Calidad de los materiales

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

H-3.1.2 Normas de ensayo

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

H-3.1.3 Almacenamiento de materiales

Especial cuidado requiere el almacenamiento del cemento. Sobre el particular puede encontrarse literatura en el Capítulo IV del Manual del Concreto Estructural [Porrero et al, 2004].

H-3.2 CEMENTOS

Dependiendo de las circunstancias, esta Sección puede referirse a un mismo tipo de cemento o a un cemento de la misma fuente. Este último sería el caso cuando la desviación estándar de los ensayos de resistencia

usados para establecer un cierto diseño, se basa en un tipo particular de cemento, proveniente de una determinada fuente. Puede ocurrir no obstante, que la desviación estándar se haya determinado en base de ensayos para cementos del mismo tipo, provenientes de diferentes fuentes.

H-3.3 AGREGADOS

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

H-3.3.1 Tamaño máximo del agregado

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

H-3.4 AGUA

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

Las sales y otras sustancias nocivas aportadas por los agregados o aditivos, se suman a las que pudieran estar contenidas en el agua de mezclado. Las cantidades adicionales de esas sustancias, deben considerarse al evaluar la aceptabilidad del total de impurezas, nocivas al concreto o al acero. Véanse las recomendaciones que sobre este tema se dan en [Porrero et al, 2004].

H-3.5 ADITIVOS

H-3.5.1 Limitaciones

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

H-3.6 ACERO DE REFUERZO

H-3.6.1 Resistencia

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

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

En el Capítulo 18, véase por ejemplo la Sección 18.3.5, para el cálculo del momento resistente máximo probable M_{pr} , se emplea un factor de sobrerresistencia del acero del refuerzo longitudinal que no debe ser

inferior a 1,25. De igual modo para el cálculo de las fuerzas cortantes actuantes en los nodos, la tensión de cedencia en los aceros de refuerzo a tracción de las vigas no se supondrá inferior a $1,25 f_y$.

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

La Norma Venezolana 316 corresponde a las normas ASTM A615 y ASTM A706, con las cuales mantiene las siguientes diferencias:

- a. No contempla el Grado S-75 de la ASTM A615 e incluye el Grado W-70 que no existe en la ASTM A706.
- b. Para los aceros Grados S, la COVENIN es más exigente cuando se comparan los requisitos del análisis de colada y el de comprobación, porcentaje de alargamiento y doblado.

H-3.6.2 Barras

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

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

H-3.7 SOLDADURAS

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

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

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

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

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

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

CAPÍTULO H-4 REQUISITOS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO

H-4.1 ALCANCE

Los resultados de la evaluación de concretos afectados por ambientes agresivos ó por la presencia de impurezas en los materiales constituyentes, ha permitido organizar un conjunto de recomendaciones preventivas que se recogen en la Norma Venezolana 1976 y en los Capítulos XVI y XVII del Manual del Concreto Estructural [Porrero et al 2004].

H-4.2 RELACIÓN AGUA/CEMENTO

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

H-4.3.1 Estanqueidad

Para proveer una adecuada durabilidad, impermeabilidad o resistencia a sulfatos, se requiere no superar los valores máximos especificados para la relación agua/cemento en el caso de concretos de peso normal; o exceder la resistencia a la compresión mínima especificada para el caso de concretos livianos.

H-4.3.2 Exposición a sulfatos

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

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

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

Para exposiciones moderadas, el cemento Tipo II se limita a un máximo contenido de C_3A de 8%, según la Norma Venezolana 28 Cemento Portland Especificaciones. También es apropiado para uso ante exposiciones moderadas de sulfatos el cemento portland escoria. En ciertas áreas el contenido de otros tipos de cemento como el Tipo III o Tipo I puede ser menor que 8% a 5% y pueden emplearse en ambientes con exposiciones moderadas a severas de sulfatos. Obsérvese que los cementos resistentes a sulfatos ofrecen menos protección al acero ante la acción de los cloruros y no aumentan su resistencia a otras soluciones agresivas desde el punto de vista químico como por ejemplo el nitrato de amonio.

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

Por lo tanto la anchura máxima permisible de grieta depende de las condiciones de trabajo (ambientales y otras) del miembro de concreto o concreto reforzado.

H-4.4 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Para información adicional sobre los efectos de los cloruros en la corrosión del acero de refuerzo véanse las publicaciones: Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-92) y Corrosion of Metals in Concrete (ACI 222R-96). Los límites establecidos en la Tabla 4.4 presuponen que los métodos de ensayo son los especificados en la Norma ASTM C1218, Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete. Del ensayo de los materiales individuales del concreto puede obtenerse una evaluación inicial del contenido total del ion cloruro.

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

Los ensayos para determinar el contenido del ion cloruro soluble de los concretos, deben realizarse a una edad de 28 a 42 días. Los límites de la Tabla 4.4 se aplican a los cloruros provenientes de los materiales y no aquellos del ambiente que rodea el concreto. Aunque los límites del ion cloruro del Artículo 4.4, difieren de los recomendados por los Comités ACI 201 y ACI 222, se basan en la mejor información disponible para el momento de su adopción. Véase el Capítulo XVII de [Porrero et al, 2004].

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

PARTE H-3 REQUISITOS CONSTRUCTIVOS

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

H-5.1 ALCANCE

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

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

En las Normas Venezolanas 1976, 2002 y 2004, se aclaran los conceptos de cuantil, dispersión y otras variables estadísticas.

H-5.2.1 Resistencia promedio a la compresión

Se presentan las premisas básicas que rigen la definición y evaluación de la resistencia del concreto f'_c . Se enfatiza que la resistencia promedio requerida del concreto f'_{cr} , siempre debe exceder el valor especificado de f'_c , utilizado en los cálculos estructurales. Esto se fundamenta en conceptos probabilísticos y el objetivo es asegurar una resistencia adecuada de la estructura. En adición a los requerimientos de resistencia que se establecen en la Sección 5.4.2, deberán cumplirse los requerimientos de durabilidad establecidos en el Capítulo 4. Véase el Capítulo XIV de [Porrero et al, 2004].

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

La mínima resistencia promedio a la compresión requerida f'_{cr} , para obtener valores de la resistencia especificada $f'_c \geq 210 \text{ kgf/cm}^2$ se establece en la Sección 5.4.2. Si bien no se menciona un límite superior

para f'_c , es sabido que los concretos de ultra alta resistencia requieren confinamientos especiales por ser de naturaleza frágil.

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

H-5.2.3 Resistencia a la tracción

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

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

H-5.3 DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA DE CONCRETO

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

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

H-5.3.1 Cualidades de la mezcla

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

H-5.3.2 Determinación de la dosificación

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

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

En la selección de toda mezcla de concreto hay tres pasos básicos: el primero es la determinación de la desviación estándar, el segundo la determinación de la resistencia promedio requerida y el tercer paso es la selección de las proporciones necesarias de la mezcla para producir esa resistencia promedio, ya sea por los ensayos de tanteo convencionales o con base en un registro apropiado de ensayos anteriores. La mezcla elegida debe producir una resistencia promedio apreciablemente más alta que la resistencia establecida en el proyecto f'_c . El grado de sobrediseño requerido, $f'_{cr} - f'_c$, depende de la dispersión de los resultados de los ensayos Véase la Norma Venezolana 1976, el Capítulo XIV del Manual del Concreto Estructural [Porrero et al., 2004] y la publicación de la PCA, Design and Control of Concrete Mixtures [PCA, 2002].

H-5.4.1 Desviación Estándar**H-5.4.1.1 Cálculo para 30 o mas ensayos consecutivos**

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

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{(n-1)}} \quad (\text{H-5.1})$$

donde:

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

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

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

n = Número consecutivos de ensayos de resistencia.

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

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

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{(n_1 - 1)(s_1)^2 + (n_2 - 1)(s_2)^2}{(n_1 + n_2 - 2)}} \quad (\text{H-5.2})$$

donde:

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

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

$n_1 + n_2 \geq 30$;

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

H-5.4.1.2 Cálculo para menos de 30 ensayos consecutivos

Cuando no se disponga de 30 pero al menos de 15 ensayos, la desviación estándar calculada se multiplicará por el factor dado en la Tabla 5.4.1.2. Este procedimiento conduce a una resistencia promedio requerida más conservadora, pues en una distribución normal un valor mayor de la desviación estándar, conduce a una mayor diferencia $f'_{cr} - f'_c$. Los factores de la Tabla 5.4.1.2 se basan en la distribución muestral o aproximada de la desviación estándar, y dan una protección contra la posibilidad de que un número menor de muestras subestime la desviación estándar poblacional o verdadera, equivalente a la del registro de 30 ensayos. El valor 1,16 de la primera fila de la Tabla es un valor conservador.

La desviación estándar utilizada en el cálculo de la resistencia promedio requerida debe haber sido obtenida bajo "condiciones similares a las que se esperan en obra" (Subsección 5.4.1.1 acápite a). Este requisito es sumamente importante para asegurar un concreto aceptable. El concreto empleado en los ensayos ejecutados para determinar la desviación estándar se considera "similar" al requerido, si se hace con los mismos tipos de materiales, sin que las condiciones de control de calidad de los materiales y métodos de producción sean más exigentes que las que existirán en la obra a construir. Además, la resistencia f'_c usada

para determinar la desviación estándar, no podrá desviarse en más de 70 kgf/cm^2 de la resistencia requerida en la obra a construir (Subsección 5.4.1.1 acápite b).

Un cambio en el tipo de concreto o un aumento mayor de 70 kgf/cm^2 en el valor de la resistencia puede incrementar la desviación estándar. Esto podría ocurrir con un cambio en el tipo de agregado, por ejemplo, de agregado natural a agregado liviano o viceversa, o un cambio de concreto sin aire incorporado a concreto con aire incorporado. También puede haber un incremento en la desviación estándar cuando el nivel de resistencia promedio se aumenta en una cantidad significativa. En caso de duda, la desviación estándar estimada que se utilice para calcular la resistencia promedio debe ser alta para estar del lado de la seguridad.

Nótese que la Norma usa la desviación estándar en kgf/cm^2 en lugar del coeficiente de variación, el cual es adimensional; este último es igual al valor de la desviación estándar expresado como un porcentaje de la resistencia promedio.

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

H-5.4.2 Resistencia promedio requerida

Una vez que se haya determinado la desviación estándar, la resistencia promedio requerida (f'_{cr}) se obtiene del mayor valor entre los calculados por las ecuaciones (5-1) y (5-2) cuando se trate de concretos con resistencias f'_c no mayores que 350 kgf/cm^2 y del mayor valor que dan las ecuaciones (5.1) y (5.3) cuando $f'_c > 350 \text{ kgf/cm}^2$. La ecuación (5-1) implica que hay una probabilidad de 1 en 100 para que los promedios de tres ensayos consecutivos estén por debajo de la resistencia especificada f'_c . Existe una probabilidad similar para que un ensayo individual de resistencia, este por debajo de la resistencia especificada f'_c en más de 35 kgf/cm^2 . Véase la Sección XIV.11 de [Porrero et al., 2004].

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

Con este conjunto de ecuaciones se incentiva el empleo de concretos de mayor resistencia y de menor desviación estándar.

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

Cuando no se disponga de un registro adecuado de resultados de ensayos (Subsección 5.4.2.2), la resistencia promedio deberá exceder la resistencia especificada para el diseño en una cantidad que depende del control de calidad previsto en la obra. No se recomienda emplear el método de la Tabla 5.4.2.2 para concretos de alta resistencia. Véase los Capítulos VI y XIV de [Porrero et al., 2004].

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

H-5.4.3 Procedimientos para determinar la dosificación

Una vez que se conoce la resistencia promedio requerida f'_{cr} , el paso siguiente es seleccionar la dosificación de la mezcla que resulta con una resistencia promedio por lo menos igual a la resistencia promedio requerida y que, además, satisfaga los requisitos del Capítulo 4 para exposición a condiciones especiales. El procedimiento para justificar la dosificación puede basarse en uno o varios registros de ensayos de resistencia, o en mezclas de tanteo adecuadas. Cuando se usa un registro de ensayos, generalmente éste será el mismo que el utilizado para la determinación de la desviación estándar. Sin embargo, cuando de este

registro se obtiene una resistencia promedio sustancialmente diferente a la resistencia promedio requerida, puede ser necesaria o deseable una dosificación diferente. En tales circunstancias la dosificación puede determinarse a partir del promedio de un registro de solo 10 ensayos consecutivos, o por interpolación entre las resistencias y las proporciones de las mezclas, de dos de tales registros de ensayos consecutivos. Todos los registros de ensayos para determinar la dosificación, deben satisfacer los requisitos de la Subsección 5.4.3.1 para: "... materiales y condiciones similares...".

Para resistencias mayores de 350 kgf/cm^2 la dosificación se justifica que esté basada en ensayos de laboratorio. Para ello puede resultar apropiado incrementar el valor de f'_{cr} calculado a partir de la Tabla 5.4.2.2 y permitir una reducción de la resistencia obtenida en los ensayos de laboratorio.

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

Los resultados de los ensayos de las mezclas de tanteo se presentarán en forma gráfica según se establece en la Subsección 5.4.3.2 acápite e. De estas curvas se obtendrá la máxima relación agua/cemento o el mínimo contenido de cemento de acuerdo a la Subsección 5.4.3.2 acápite f. Más información puede obtenerse en el Capítulo VI del Manual del Concreto Estructural, Porrero et al., 2004.

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

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

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

Además, para concretos de resistencias mayores de 300 kgf/cm^2 sin aire incorporado y 250 kgf/cm^2 con aire incorporado, la dosificación debe hacerse sobre la base de la experiencia en obra o por ensayos de tanteo. Véase el Artículo 5.4.

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

Por tanto no se dan limitaciones sobre los tipos de cementos; sus valores se consideran conservadores para los límites de la relación agua/cemento anotados y por el hecho que la dosificación por este método sería permitida solamente bajo circunstancias especiales, cuando no se dispone de experiencia en obra ni de ensayos de tanteo. Igualmente, para el caso particular de los cementos Tipo V y Portland-Escoria, de uso excepcional, se retienen las siguientes recomendaciones generales:

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

H-5.7 MEZCLADO Y VACIADO DEL CONCRETO

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

H-5.7.1 Preparación del equipo y del lugar de vaciado

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

H-5.7.2 Mezclado del concreto

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

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

H-5.7.3 Transporte

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

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

Los estudios publicados han revelado que el bombeo del concreto a través de tuberías de aluminio, o de aleaciones de aluminio, puede producir una pérdida importante en la resistencia del mismo. En efecto, se ha comprobado que el gas hidrógeno que se genera por la reacción entre los álcalis del cemento y el aluminio erosionado de la superficie interior de la tubería, causa una reducción de la resistencia del orden del 50%. Por consiguiente, no debe utilizarse aluminio o sus aleaciones para líneas de tuberías, trompas de vaciado o ductos, salvo en el caso de canaletas cortas, tales como las usadas para descargar el concreto de los camiones mezcladora.

H-5.7.4 Vaciado

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

Cuando existan condiciones que hagan difícil la compactación del concreto como puede ocurrir en áreas donde haya congestión de refuerzo, puede ser conveniente la colocación de una capa de concreto sin agregado grueso previamente al vaciado, en forma de una capa de por lo menos 2,5 cm de espesor con las mismas proporciones de cemento, arena y agua tales como las usadas en el concreto que está vaciando. Las condiciones para las cuales debe aplicarse este método de vaciado, no pueden definirse en forma suficientemente precisa como para justificar su inclusión en la Norma. Sin embargo esta práctica tiene sus méritos y debería incorporarse en las especificaciones de obra en los casos apropiados, dejando al Inspector la responsabilidad para decidir sobre la conveniencia de su aplicación. Su empleo ayudará a prevenir la formación de cangrejeras u oquedades, y asegurar la adherencia del concreto con el refuerzo. Esta capa de concreto debe colocarse inmediatamente antes del vaciado y deberá estar en estado plástico (no rígido ni fluido) al vaciar el concreto. Véase Comité ACI 305 Hot Weather Concreting [ACI 305R-91].

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

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

H-5.8 CURADO

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

H-5.8.1 Temperatura de curado

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

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

H-5.8.2 Curado acelerado

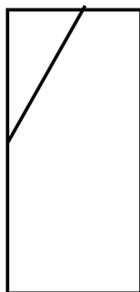
Esta Sección se aplica siempre que se emplee un método de curado acelerado, ya sea para miembros prefabricados o vaciados en sitio. La resistencia a la compresión del concreto curado con vapor, no es tan elevada como la de un concreto similar, curado continuamente en ambiente húmedo a temperaturas moderadas.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

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

H-5.9 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN

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

Los resultado de resistencia pueden verse seriamente afectados por el proceso de ensayo y el control (o no) de las variables involucradas (compactación, desmolde, curado, manejo, refrentado, colocación del "camping", centrado y nivelación de los cilindros, calibración de los equipos, velocidad de carga) por lo que debe seguirse estrictamente lo estipulado en la normativa venezolana vigente. En particular el uso de las láminas de neopreno, aceptadas normativamente pero que están siendo reutilizadas más allá de su vida útil, ha conducido a un nuevo tipo de fractura del cilindro que invalida el ensayo (ver Figura); se recomienda no exceder los 50 usos para las láminas de buena calidad.



Falla por "camping" de neopreno excedido de uso.

H-5.9.1 Frecuencia de ensayos

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

Mediante acuerdo previo entre las partes, se podrán adoptar otros criterios de muestreo que se ajusten a las características particulares de la obra, tales como los establecidos en la Norma Venezolana 1976 (Subsección 7.5.2).

H-5.9.2 Ensayos de probetas curadas en el laboratorio

H-5.9.2.1 Toma de muestras

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

H-5.9.2.3 Criterios de aceptación

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

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

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

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

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

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

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

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

H-5.9.3 Ensayos de probetas curadas en obra

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

H-5.9.3.3 Criterio de evaluación

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

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

Se dan instrucciones respecto al procedimiento que debe seguirse cuando las pruebas de resistencia no cumplen con los criterios de aceptación especificados. Por razones obvias estas instrucciones no pueden ser dogmáticas. El Profesional Responsable debe decidir, a su criterio, sobre el significado, la importancia y la necesidad de inquietarse por los resultados bajos de las pruebas. Cuando se considere necesario efectuar una investigación más profunda, esta puede incluir ensayos no destructivos o, en casos extremos, ensayos de resistencia de núcleos tomados de la estructura.

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

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

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

Debe observarse que los ensayos de núcleos que tengan un promedio no inferior al 85% de la resistencia especificada f'_c pueden considerarse aceptables. No es lógico esperar que los ensayos de núcleos den resistencias iguales a f'_c ya que las diferencias en el tamaño de las probetas, las condiciones para obtener las muestras, y los procedimientos de curado, no permiten que se obtengan valores iguales. La Norma trata de garantizar la seguridad estructural y los criterios del Artículo 5.9 persiguen el logro de ese objetivo. No es función de la Norma asignar responsabilidades por deficiencias en la resistencia, aunque las mismas sean tales que requieran medidas correctivas. Normalmente y bajo los requisitos de esta Sección, los núcleos destinados a confirmar la resistencia estructural serán extraídos a edades mayores que las especificadas para f'_c .

CAPÍTULO H-6 ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBUTIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

H-6.2 DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS

Se requiere que tanto el diseño de los encofrados como su construcción y proceso de desencofrado se realicen aplicando criterios confiables para lograr moldes que sean a la vez económicos y seguros. [ACI Comité 347, 1994; ASTM C873-99].

H-6.3 DESENCOFRADO Y DESAPUNTALAMIENTO

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

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

- a. Ensayo de cilindros vaciados en el sitio de acuerdo con la Norma Venezolana 338. Este método está limitado a losas cuyo espesor de concreto está comprendido entre 12 y 30 cm;
- b. Ensayo de resistencia a la penetración de acuerdo con la Norma ASTM C803;
- c. Ensayo de resistencia a la extracción de acuerdo con la Norma ASTM C900;
- d. Mediciones y correlación del factor de madurez de acuerdo con la norma ASTM C1074.

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

Cuando la estructura está soportada adecuadamente sobre puntales, los encofrados laterales de las vigas, columnas, muros y encofrados verticales similares, en general pueden retirarse después de doce horas de

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

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

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

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

H-6.4 TUBERÍAS Y CONDUCTOS EMBEBIDOS EN CONCRETO

H-6.4.1 Criterios generales

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

H-6.4.2 Elementos de aluminio

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

H-6.5 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

H-6.5.1 Limpieza

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

H-6.5.2 Preparación previa al vaciado

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

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

H-6.5.3 Ubicación y ejecución

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

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

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

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

CAPÍTULO H-7 REQUISITOS PARA EL DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO

H-7.1 ALCANCE

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

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

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

H-7.2 DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO

H-7.2.1 Diámetros de dobleces

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

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

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

H-7.2.2 Gancho estándar

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

H-7.2.3 Separación del acero de refuerzo

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

H-7.2.3.2 Grupos de barras

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

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

H-7.2.4 Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo

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

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

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

Los miembros estructurales que se prefabriquen en obra también se consideran incluidos en esta Sección siempre y cuando el control de las dimensiones, de la colocación del acero de refuerzo, de la calidad de

concreto y los procedimientos de curado es del tipo de los que se realizan normalmente en una planta de prefabricación.

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

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

H-7.3 DETALLES ESPECIALES PARA COLUMNAS

H-7.3.1 Doblado de barras en los cambios de sección

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

H-7.3.2 Construcción mixta acero-concreto

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

H-7.4 CONEXIONES Y NODOS

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

H-7.5 REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS COMPRIMIDOS

H-7.5.1 Zunchos

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

La Norma permite que los zunchos terminen en un nivel más bajo del refuerzo horizontal que penetra en las columnas. Sin embargo, cuando uno o más lados de la columna no están confinados por vigas o ménsulas, se requieren ligaduras desde el punto de terminación de los zunchos hasta la cara inferior de la losa o ábaco. Cuando las vigas o ménsulas confinan la columna en todos los lados pero son de diferente altura, las ligaduras deben colocarse desde el extremo del refuerzo helicoidal hasta el nivel del refuerzo horizontal de la viga o ménsula más baja que se empotre en la columna. Estas ligaduras adicionales son para mantener en posición el refuerzo longitudinal de la columna así como aquella parte del refuerzo de las vigas que se dobla en el interior de la columna para su anclaje y a la vez para confinar el concreto. Véase también el Artículo 7.4.

H-7.5.2 Ligaduras

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

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

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

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

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

H-7.6 REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN

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

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

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

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

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

H-7.8 REQUISITOS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

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

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

H-7.9 PRÁCTICAS CONSTRUCTIVAS

H-7.9.1 Limpieza del acero de refuerzo

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

H-7.9.2 Doblados del acero de refuerzo

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

En algunos casos pueden ser necesario doblar barras que se hayan embebido el concreto y generalmente no es posible colocar en el punto de doblez un mandril del diámetro mínimo especificado en la Sección 7.2.1. Tal doblez no se puede efectuar sin autorización del Ingeniero Estructural. Cuando éste lo autorice, se

determinará si la barra se puede doblar en frío sin dañarla o si es necesario calentarla. Cuando se permite el calentamiento, éste debe controlarse para evitar el agrietamiento del concreto o daño a las barras.

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

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

H-7.9.3 Colocación del acero de refuerzo

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

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

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

Los tipos livianos de mallas de alambres electrosoldados son lo suficientemente flexibles para curvarse en sus apoyos por efecto de su peso propio quedan exentas de los requisitos de anclaje del Capítulo 12. Esta práctica ha dado como resultado economías sin efectos adversos en el comportamiento estructural, para el caso de pequeñas luces, ligeramente reforzadas, donde los requisitos de temperatura y retracción frecuentemente rigen la cantidad mínima de refuerzo requerido.

H-7.9.4 Soldaduras

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

PARTE H-4 REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO H-8 ANÁLISIS Y DISEÑO. CONSIDERACIONES GENERALES

H-8.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

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

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

Vigas	Momentos positivos a. Tramo extremos: El extremo discontinuo no está empotrado El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo. b. Tramos interiores	$q_u L_n^2 / 11$ $q_u L_n^2 / 14$ $q_u L_n^2 / 16$
Vigas	Momentos negativos a. En la cara externa del primer apoyo interior Dos tramos Más de dos tramos b. En las demás caras de los apoyo internos c. Vigas cuya rigidez sea inferior al octavo de la suma de las rigideces de las columnas en cada extremo del tramo. Véase Artículo el 8.8.3	$q_u L_n^2 / 9$ $q_u L_n^2 / 10$ $q_u L_n^2 / 11$ $q_u L_n^2 / 12$
Losas	Momentos negativos en losas continuas a. En las caras internas de los apoyos extremos de losas construidas monolíticamente con sus apoyos: Cuando el apoyo es una viga perimetral Cuando el apoyo es una columna b. En la cara de los apoyos de losas con luces no mayores de 3 m.	$q_u L_n^2 / 24$ $q_u L_n^2 / 16$ $q_u L_n^2 / 12$
Fuerza cortante en vigas y losas continuas		
a. En miembros extremos en la cara del primer apoyo interior		$1,15q_u L_n / 2$
b. En las caras de todos los demás apoyos		$q_u L_n / 2$

H-8.3 RIGIDEZ

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

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

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

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

H-8.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN MIEMBROS CONTINUOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las zonas de articulación plástica. Estas zonas de articulación plástica se desarrollan en los puntos de momentos máximos y provocan una modificación en el diagrama de momentos elásticos. El resultado usual es una reducción en la magnitud de los momentos negativos en las zonas de articulación plástica, y un incremento en los valores de los momentos negativos con respecto a aquellos determinados por el análisis elástico. Como los momentos negativos son determinados por una distribución de carga y los momentos positivos por otras, cada sección tiene una capacidad de reserva que no se utiliza totalmente por ninguna de las condiciones de carga. Las articulaciones plásticas permiten utilizar la capacidad total de más secciones transversales en un miembro sujeto a flexión en condición de cargas de agotamiento.

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

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

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

En las versiones anteriores al Código ACI 318-05, se especificaba el porcentaje permisible de redistribución de momentos en términos de índices del acero de refuerzo. En el ACI 318-05 y la presente Norma se especifica el porcentaje permisible de redistribución de momentos en término de la tensión a tracción neta ϵ_t [Mast, 1992] presenta la evolución de los criterios de redistribución de momentos.

H-8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON

La ecuación general propuesta para el módulo de elasticidad del concreto se ha obtenido de estudios experimentales. Véase [Porrero et al, 2004; Pauw, A, 1960], en los cuales E_c se definió como la pendiente de una recta trazada desde la tensión cero hasta una tensión de compresión igual a $0,45 f'_c$. Esta ecuación es generalmente empleada por los programas de computación porque las flechas resultantes son menores que la que resulta de usar $15100 \sqrt{f'_c}$, válida para concretos de peso normal de hasta 2300 kgf/m^3 . Cuando sea necesario determinar el módulo de elasticidad estático y el módulo de Poisson podrá utilizarse la Norma ASTM G-469-94 Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compresión.

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

H-8.6 LUZ DE CÁLCULO

H-8.6.1 Vigas

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

H-8.8 ESTRUCTURAS APORTICADAS

H-8.8.1 Distribución de las cargas

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

H-8.8.3 Columnas

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

TABLA H-8.8.3 MOMENTOS FLECTORES APROXIMADOS PARA COLUMNAS

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

H-8.9 VIGAS T

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

H-8.10 LOSAS NERVADAS

H-8.10.1 Resistencia al corte

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

H-8.10.2 Limitaciones dimensionales

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

H-8.10.2.2 Nervios transversales

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

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

H-8.11 REVESTIMIENTO DE PISOS

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

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

CAPÍTULO H-9 REQUISITOS PARA LOS ESTADOS LÍMITES

H-9.1 ALCANCE

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

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

H-9.2 MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES

En la Tabla 3 de la Norma Venezolana 2004-98 se compendia conceptualmente el Método de los Estados Límites, según la siguiente condición fundamental:

Demanda \leq Capacidad

Solicitaciones mayoradas \leq Resistencias minoradas

En este contexto la presente Norma ha adoptado los términos de la Norma Venezolana 2004 en lugar de los empleados por el ACI 318. Se usa el término solicitaciones en lugar de la resistencia requerida; el de resistencia teórica en sustitución de la resistencia nominal; y el de resistencia minorada como sinónimo de resistencia de diseño. El subíndice u , tal como aparece en M_u , N_u , V_u , y T_u , se refiere solamente a los valores de las solicitaciones mayoradas; Así por ejemplo $M_u = 1,2 M_{cp} + 1,6 M_{cv}$, resulta que M_{cp} y M_{cv} , son los momentos producidos por las cargas de servicio permanente y variable, respectivamente, correspondientes valores de la resistencia de diseño o resistencia minorada se representan como ϕ veces la resistencia teórica, como en el caso de: ϕM_n , ϕN_n , y ϕV_n . En la presente Norma la resistencia teórica se calcula suponiendo que el miembro tendrá exactamente las dimensiones y las propiedades de los materiales en el proyecto.

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

H-9.3 SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

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

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

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

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

Este Artículo contempla específicamente las acciones debidas al peso y la presión de los líquidos. Cuando los fluidos tienen pesos unitarios bien definidos y las alturas máximas son controlables, se aplica a las solicitaciones correspondientes un factor de mayoración equivalente al usado para las cargas permanentes, a pesar de que se trata de acciones variables. De esta manera se reconoce que es pequeña la probabilidad de sobrecargas en una estructura por efecto de tales acciones. Estos factores reducidos no serían apropiados para los casos en que existan incertidumbres en el valor de las presiones, como ocurre, por ejemplo con las presiones debidas a aguas subterráneas, o cuando hay incertidumbres sobre la posible altura máxima del líquido.

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

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

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

H-9.3.1 Requisitos sismorresistentes adicionales

El empleo de las combinaciones (9-5a) y (9-7a) en sustitución de las (9-5) y (9-7), utilizando el factor de sobrerresistencia Ω_0 , está orientado a cubrir aquellas situaciones donde es previsible que la falla de un miembro estructural aislado puede comprometer la estabilidad del sistema sismorresistente conduciendo al derrumbe parcial o global. En su adopción se siguen recomendaciones internacionales actuales, tales como las contenidas en [ICC, 2000; ASCE, 2002; FEMA, 2003; CEN, 2003; SEAOC, 2004].

Ha sido reconocido en la observación del comportamiento de estructuras ante acciones sísmicas que se pueden desarrollar solicitaciones de hasta 3 a 4 veces las de diseño. Si algún miembro conectado a aquellos que desarrollan sobrerresistencia no puede a su vez desarrollarla, es probable que ocurra su falla, posiblemente frágil. Y si el sistema estructural depende de este miembro puede desencadenarse la inestabilidad global. Para prevenir este fenómeno se especifica entonces que este tipo de miembros sea diseñado con solicitaciones sísmicas mayores que estimen la sobrerresistencia posible, de modo que permanezca elástico (o desarrolle poca inelasticidad) en la situación discutida. Es difícil establecer un valor exacto de la sobrerresistencia global, la cual depende de varios componentes de sobrerresistencia parcial, correspondientes a los materiales constructivos, a la configuración estructural y la derivada de los métodos de diseño. Los valores recomendados en esta Norma provienen de la práctica profesional que ha incorporado esta temática desde hace algún tiempo, tal como el Uniform Building Code (UBC), y de evaluaciones de valores promedios de los distintos componentes de sobrerresistencia. Sin embargo, el Ingeniero Proyectista debe verificar que las solicitaciones incrementadas por el factor de sobrerresistencia no superen la capacidad de los miembros que las transmiten.

Las situaciones previstas en esta Norma en las secciones 15.4.6, 18.4.5.4 y 18.8.5.3 son consideradas peligrosas. Véanse H-15.4.6 y H-18.4.5.4. Sin embargo, ellas no pueden considerarse exhaustivas. Se recomienda que el ingeniero que diseñe la estructura esté atento a otras posibles situaciones en que se puedan desarrollar sobrerresistencias que puedan afectar miembros críticos. Entre ellos se encuentran los diafragmas prefabricados, que quedan fuera del alcance de esta Norma.

Es muy importante que el factor de sobrerresistencia Ω_o , no se aplique a los miembros que pueden desarrollar sobrerresistencia y demandarla de los miembros que los soportan. En caso contrario no podría obtenerse la solución de diseño, cuyo objetivo es diseñar los miembros de soporte con solicitaciones superiores.

Otro género de sobrerresistencia previsto en la Norma, que se aplica con una metodología diferente, es el correspondiente a los momentos probables que se pueden desarrollar en las vigas y columnas. Véanse H-18.3.5, H-18.4.3 y H-18.4.6.

H-9.4 RESISTENCIAS DE DISEÑO

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

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

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

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

ACCIONES	HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES, U	FÓRMULAS
Permanentes	1,4 (CP + CF)	(9-1)
Permanentes y Variables	1,4 (CP + CF)	(9-1)
	1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV _t	(9-2)

ACCIONES	HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES, U	FÓRMULAS
	$1,2 CP + 1,6 CV_t + CV$	(9-3)
Permanentes, Variables y Sísmicas	$1,4 (CP + CF)$	(9-1)
	$1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV_t$	(9-2)
	$1,2 CP + 1,6 CV_t + CV$	(9-3)
	$1,2 CP + \gamma CV \pm S$	(9-5)
	$0,9 CP + S$	(9-7)
Permanentes, Variables y Eólicas	$1,4 (CP + CF)$	(9-1)
	$1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV_t$	(9-2)
	$1,2 CP + 1,6 CV_t \pm 0,8 W$	(9-3)
	$1,2 CP + 0,5 CV + CV_t \pm 1,6 W$	(9-4)
	$0,9 CP \pm 1,6 W$	(9-6)
Permanentes, Variables y Empujes de Tierra	$1,4 (CP + CF)$	(9-1)
	$1,2 (CP+ CF) + 1,6 (CV+ CE) + 0,5 CV_t$	(9-2)
	$1,2 CP + 1,6 CV_t + CV$	(9-3)
	$0,9 CP + 1,6 CE$, cuando CP reduce CE	(9-6)
Permanentes, Variables y Fluidos	$1,4 (CP + CF)$	(9-1)
	$1,2 (CP+ CF) 1,6 CV+ 0,5 CV_t$	(9-2)
	$1,2 CP + 1,6 CV_t \pm 0,8 W$	(9-3)
	$0,9 CP + 1,6 CF$, cuando CP reduce CF	(9-6 modif)
Impacto	En las combinaciones precedentes reemplazar CV por $(CV+ I)$	
Permanentes, Variables, Reológicas, Térmicas, y Asentamientos diferenciales.	$1,4 (CP + CF)$	(9-1)
	$1,2 (CP+ CF+ CT) 1,6 CV+ 0,5 CV_t$	(9-2)

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

En el Artículo H-10.2.6 se discute el concepto de la deformación neta a tracción ϵ_t , el cual también puede expresarse en función de la razón de las cuantías ρ/ρ_b . Para una sección rectangular con acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, el valor de la deformación neta a tracción $\epsilon_t = 0,005$ corresponde a $\rho/\rho_b = 0,63$ referencias [Mast, R.F, 1992; Fanella y Rabat, 2002] para una comparación entre las ediciones ACI 318-99 y 318-02.

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

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

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

H-9.5 RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

Se ha establecido un valor límite superior para la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo, porque la deformación del acero para la resistencia cedente de 5600 kgf/cm^2 es aproximadamente igual a la deformación de agotamiento del concreto en compresión. El uso de acero de mayor resistencia requeriría la aplicación de restricciones adicionales. En el Capítulo 11 se establecen limitaciones adicionales para la resistencia cedente especificada, fijando el valor máximo de la resistencia cedente especificada f_y en 4200 kgf/cm^2 . Adicionalmente, el cálculo de las flechas según la Sección 9.6.2, y las limitaciones en la distribución del acero de refuerzo del Artículo 10.3 son más críticas a medida que se incrementa el valor de f_y .

H-9.6 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

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

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

H-9.6.1 Espesores mínimos de losas y vigas

Los valores mínimos dados en la Tabla 9.6.1 suponen vigas y losas de concreto con peso normal y reforzada con aceros S-60 ó W-60 y pueden utilizarse en lugar del cálculo de las flechas únicamente cuando estos miembros no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas. Esta Tabla es válida para los miembros compuestos del Capítulo 16.

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

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

H-9.6.2 Control de flechas

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

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

Conforme a la Norma Venezolana 3400-98, los valores de flechas máximas de la Tabla 9.6.2 no consideran la posibilidad de estancamiento de agua, cuyo efecto debe verificarse mediante cálculos adecuados de la flecha, incluyendo las flechas adicionales debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de las cargas permanentes, la contraflecha inicial, las tolerancias de construcción y la confiabilidad de los dispositivos de drenaje.

Para el cálculo de las flechas instantáneas de vigas prismáticas no fisuradas pueden aplicarse los métodos o ecuaciones usuales para las deformaciones elásticas, con un valor constante de inercia, I , y del módulo de elasticidad del concreto, E_c a lo largo de la viga. Sin embargo, cuando la viga se fisura en una o más secciones o si la altura es variable a lo largo de la luz, se hace necesario un cálculo más exacto. En esta Norma se seleccionó el procedimiento del cálculo del momento de inercia efectivo, I_e , por ser relativamente simple y suficientemente exacto para su uso en el control de las flechas, con los valores de la Tabla 9.6.2 [Nowak y Szerszen, 2001; Mast, R.F, 1992]. El momento de inercia efectivo fue desarrollado para proveer una transición entre los límites superior e inferior de las inercias, I e I_{cr} , como una función del grado de fisuración, expresado en forma del cociente de momentos M_{cr}/M_a . Para la mayoría de los casos prácticos I_e , será menor que I .

Para los diferentes niveles de carga o momento debe calcularse la flecha usando el momento de inercia efectivo de la ecuación (9-12) para el nivel de carga que se esté considerando, ya sea el debido a la carga permanente, o la carga permanente más la carga variable. Los incrementos de la flecha, para diferentes etapas de carga, se obtendrán como la diferencia entre las flechas calculadas para las cargas acumuladas de cada etapa.

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

H-9.6.2.1 Flechas diferidas

La retracción y la fluencia debidas a cargas sostenidas producen flechas adicionales a las instantáneas. Estas flechas adicionales son llamadas flechas a largo plazo y normalmente exceden el valor de las instantáneas. Ellas son influenciadas por la temperatura, la humedad, condiciones de curado, edad del concreto para el momento en que se aplica la carga, cantidad de la armadura a compresión, magnitud de la carga sostenida y otros factores. Aunque ningún procedimiento simple puede tomar en cuenta todos estos factores, a falta de un procedimiento más rigurosos, se considera satisfactorio el uso de la ecuación (9-16) conjuntamente con los métodos dados en esta Norma para el cálculo de las flechas instantáneas, y con límites especificados en la Tabla 9.6.2 [ACI Committee 209, 1992].

Se debe hacer notar que la flecha calculada de acuerdo con esta Subsección es la flecha adicional a largo plazo debido a la carga permanente y aquella parte de la carga variable que sea mantenida por un período suficientemente largo como para causar flechas significativas. Estas flechas se calculan multiplicando la flecha instantánea causada por la carga sostenida que se considera, por el factor λ , de la ecuación (9-16). La ecuación (9-16) fue desarrollada empíricamente con base en datos sobre flechas para vigas rectangulares, vigas T y en cajón.

La ecuación (9-16) para λ se presenta como el cociente de dos factores: un factor ξ que depende del tiempo, y otro $(1 + 50 \rho')$ que considera las propiedades de la sección. El término ρ' puede ser cero cuando la sección de concreto no tiene acero de refuerzo en compresión. El acero en compresión aumenta la inercia efectiva, disminuye el factor λ y por lo tanto las flechas, inicial como a largo plazo. Por esta razón se recomienda usar acero en compresión en las losas nervadas cuando es preciso controlar las flechas y en los voladizos donde el efecto rotacional del apoyo incrementa los valores de las flechas.

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

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

H-9.6.3 Espesores mínimos de placas

En las placas consideradas en el Capítulo 13 no es necesario calcular las flechas cuando se cumplen los requisitos de espesor mínimo de la Tabla 9.6.3.1 Las ecuaciones (9-17) y (9-18) proporcionan un espesor total consistente con el obtenido por la experiencia, para lograr un control satisfactorio de flechas para placas sin vigas, con o sin ábacos, y para placas convencionales armadas en dos direcciones, soportadas por vigas rígidas ($\alpha_m > 2$). Con estas ecuaciones se determina el espesor de las placas macizas y por que hay que multiplicar por un factor mayor que la unidad para determinar el espesor de las losas nervadas en dos direcciones. Este factor por lo general es 1,30.

El cálculo de las flechas en placas es complicada aún cuando se suponga un comportamiento lineal y elástico. Para las deflexiones instantáneas pueden usarse los valores de E_c e I_g que se especifican en la Sección 9.6.2. Sin embargo, pueden usarse otros métodos y otros valores de la rigidez EI si ellos llegan a predicciones de la flecha que concuerdan razonablemente con los resultados de ensayos representativos.

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

H-9.6.4 Construcción Compuesta

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

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

CAPÍTULO H-10 FLEXIÓN Y CARGAS AXIALES

H-10.1 ALCANCE

Este Capítulo recoge cambios conceptuales importantes de la versión ACI 318-05 con respecto a sus ediciones anteriores, y cuyos antecedentes se encuentran en los trabajos de Mast [1992]. El tratamiento de los efectos de esbeltez plantea para la normativa venezolana un problema que debe ser resuelto en el futuro, la adecuación de los espectros y desplazamientos de la Norma sismorresistente Venezolana 1756-01 con el empleo de las secciones fisuradas del Código ACI 318.

H-10.2 HIPÓTESIS DE DISEÑO

H-10.2.2 Tensiones en el acero de refuerzo

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

H-10.2.3 Distribución de tensiones en el concreto

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

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

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

H-10.2.4 Condición de deformación balanceada

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

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

H-10.2.6 Secciones controladas

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

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

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

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

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

En la Norma Venezolana 1753-87 al igual que en los Códigos ACI 318 anteriores al 2005, las limitaciones de deformación a tracción para miembros solicitados por flexión no estaban establecidas, pero implícitamente en la cuantía máxima de acero de refuerzo se daba como una fracción de ρ_b , el cual depende de la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo. El límite de deformación neta a tracción de $\epsilon_t = 0,005$ para las secciones controladas por tracción fue escogido por ser un valor único que puede aplicarse a miembros pretensado o no pretensado.

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

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

La limitación de la cuantía máxima de $0,75\rho_b$ para miembros en flexión tomando en cuenta la deformación neta a tracción es casi parecida a las limitaciones de la Norma Venezolana 1753:87 y los Códigos ACI 318 anteriores. El nuevo límite de $\epsilon_t = 0,005$ es ligeramente más conservador.

H-10.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

H-10.3.1 Acero de refuerzo de miembros solicitados a flexión

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

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

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

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

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

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

H-10.3.2 Distribución del acero de refuerzo

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

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

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

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

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

H-10.3.2.1 Secciones rectangulares

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

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

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

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

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

H-10.3.2.2 Secciones T con el ala en tracción.

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

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

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

H-10.3.2.3 Vigas de altura efectiva mayor de 75 cm

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

H-10.3.2.4 Vigas-pared

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

H-10.4 DISEÑO POR CARGA AXIAL

H-10.4.1 Resistencia de diseño.

En esta Sección la resistencia de diseño por carga axial de una sección de un miembro comprimido, con ligaduras o zunchos se limita en 0,80 y 0,85 respectivamente, para tomar en cuenta las posibles excentricidades accidentales no consideradas en el análisis. Cuando se trata de columnas que forman parte del sistema resistente a cargas laterales, la resistencia por carga axial debe considerarse algo menor, 0,70 a 0,75 debido a la incertidumbre que se tienen de las cargas laterales tales como las de viento y de sismo.

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

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

H-10.4.3 Acero de refuerzo en miembros comprimidos

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

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

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

H-10.4.3.2 Cuantía de acero de refuerzo transversal

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

H-10.5 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL SIMULTÁNEA

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

H-10.6 EFECTOS DE ESBELTEZ

Se evaluarán los efectos de esbeltez en miembros comprimidos con uno de los métodos indicados en la Tabla 10.6.1, para lo cual previamente se deberá clasificar la estructura conforme a los criterios de la Tabla 10.6. Esta clasificación puede hacerse por inspección, comparando las rigideces laterales de las columnas con la de los miembros que la arriostran lateralmente (muros estructurales, celosías u otros tipos de arriostramiento lateral), utilizando el índice de estabilidad del entrepiso, Q , ecuación (10.6), o comparando los momentos de un análisis de primer orden con los momentos amplificados. Se considerará que la columna forma parte de un entrepiso arriostrado o no desplazable, cuando la rigidez lateral de sus arriostramientos impida que los desplazamientos laterales del entrepiso afecten sustancialmente la resistencia de la columna.

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

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

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

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

H-10.6.1 Evaluación de los efectos de esbeltez

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

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

El tradicional nomograma de Jackson y Moreland usado para calcular los valores de **k** en columnas de sección constante, se ha sustituido por las ecuaciones H-10.6.1, H-10.6.2 y H-10.6.5 que provienen de la Norma Británica [BSI, 1972] y las ecuaciones H-10.6.3 y H-10.6.4 del Comité ACI 340.

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

$$k = 0,70 + 0,05 (\Psi_A + \Psi_B) \leq 1,0 \tag{H-10.6.1}$$

$$k = 0,85 + 0,05 \Psi_{\min} \leq 1,0 \tag{H-10.6.2}$$

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

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

Cuando $\Psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m} \tag{H-10.6.3}$$

y cuando $\Psi_m \geq 2$

$$k = 0,9 \sqrt{1 + \Psi_m} \tag{H-10.6.4}$$

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

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

$$k = 2,0 + 0,3 \Psi_m \tag{H-10.6.5}$$

donde Ψ_m es el valor correspondiente al extremo restringido.

H-10.6.2 Método P-Δ

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

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

Por este motivo el Comité ACI 318 recomienda usar los valores de la Tabla H-10.6.2, los cuales provienen de análisis y ensayos que incorporan cierta tolerancia con respecto a la variabilidad observada en los desplazamientos laterales calculados. La Norma Venezolana 1756-01 en las Secciones 8.3.1 y C-8.3.1 explícitamente indica que sus disposiciones están basadas en rigideces calculadas con secciones no fisuradas, excepto los análisis inelásticos de sus Artículos 9.8 y 9.9, por lo que hasta tanto no se reevalúen estos criterios, corresponderá al Ingeniero Estructural compatibilizar el análisis local de los efectos de esbeltez según los criterios ACI con el análisis global con secciones no fisuradas.

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

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

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

* Cuando actúen cargas persistentes, los momentos de inercia deben dividirse por $(1+\beta_d)$

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

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

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

H-10.6.3 Método de amplificación de momentos

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

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

H-10.6.3.1 Pórticos no desplazables

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

El principal problema en la cuantificación de la carga crítica de pandeo según la ecuación (10-9) es el tener un valor razonablemente aproximado de las variaciones de la rigidez $E_c I$ debido a la fisuración, la cedencia y la no linealidad de la curva tensión-deformación del concreto. La ecuación (10-10), se ha obtenido para relaciones de excentricidades pequeñas y alto niveles de carga axial, situación para la cual los efectos de esbeltez son más pronunciados.

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

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

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

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

H-10.6.3.2 Pórticos desplazables

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

- a. Los momentos amplificados pueden calcularse mediante un análisis de segundo orden (Sección 10.6.2) o mediante el procedimiento aproximado de esta Subsección usando los factores δ_s .

b. En cada extremo de la columna se sumarán los momentos $\delta_s M_s$ debido al desplazamiento del pórtico a los momentos del pórtico sin desplazamiento, M_{ns} . Estos últimos pueden obtenerse de un análisis de primer orden.

c. En las columnas esbeltas fuertemente solicitadas se compararán los momentos en el ramo con los momentos en los apoyos. Esta comparación se hace calculando el factor de amplificación de momentos para pórticos no desplazables, δ_{ns} , con la carga crítica N_c usando $k=1,0$ o menos, en la ecuación (10-9).

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

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

También debe investigarse la posibilidad de inestabilidad bajo cargas gravitacionales. Cuando se use el análisis de segundo orden para calcular $\delta_s M_s$, el pórtico deberá analizarse dos veces, para el caso de cargas verticales mayoradas más las cargas laterales aplicadas. El análisis por cargas verticales puede ser un análisis de primer orden, pero el análisis por cargas laterales debe ser un análisis de segundo orden. Los desplazamientos del análisis de segundo orden no deben exceder 2,5 veces los desplazamientos del análisis de primer orden. Cuando en un entrepiso sea más flexible que el resto, como el caso de un piso blando, véase la Sección 6.5.2 de la Norma Venezolana 1756:01 es importante realizar un análisis de segundo orden. En pórticos asimétricos, la carga lateral se aplicará en la dirección que incrementa los desplazamientos por carga vertical.

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

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

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

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

H-10.7 MIEMBROS MIXTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN

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

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

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

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

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

H-10.7.2 Núcleo de concreto confinado en acero estructural

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

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

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

H-10.7.4 Ligaduras alrededor de un núcleo de acero estructural

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

H-10.8 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

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

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

Cuando la superficie de un apoyo es inclinada o escalonada se puede todavía aprovechar la condición que el miembro del apoyo es más grande que el área cargada, en el caso en que las superficies laterales del bloque de apoyo (o de la pirámide o cono inscritos) no tengan una pendiente muy pronunciada. La figura H-10.8 ilustra la aplicación del cono o pirámide truncados para encontrar A_2 . Estos conos o pirámides truncados no deben confundirse con las trayectorias según las cuales se distribuyen las cargas medidas que se transmiten

hacia abajo a través del apoyo, pues la envolvente de estas trayectorias tendría una mayor pendiente. Sin embargo, los conos o pirámides truncados tienen las caras con pendientes más suaves para asegurar que existen en el concreto confinando la zona de tensiones elevadas. El área cargada A_1 , que no puede ser mayor que el área o placa de apoyo.

CAPÍTULO H-11 CORTE Y TORSIÓN

H-11.2 CORTE

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

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

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

La falta de datos de ensayos y experiencia práctica con resistencia especificada del concreto en compresión mayor que 700 kgf/cm^2 , se ha impuesto un valor de 26 kgf/cm^2 , para el cálculo de la resistencia al corte de las vigas, nervios y losas. Se podrá obviar este límite en vigas y nervios tengan en el alma un refuerzo transversal que satisfaga los requisitos mínimos. Por no disponerse de datos de ensayos de resistencia al corte en placas con concretos de altas resistencias, es prudente que la resistencia al corte en dos direcciones se calcule con el límite establecido de 26 kgf/cm^2 .

Basado en los resultados de ensayos se requiere de un incremento en la cantidad de acero de refuerzo transversal para concretos de alta resistencia. Estos ensayos indican una reducción en la reserva de la resistencia al corte para f'_c altos en vigas reforzadas con la cantidad mínima de refuerzo transversal mínimo requerida, equivalente a una tensión por corte de $3,5 \text{ kgf/cm}^2$. La cantidad mínima de acero de refuerzo se ha incrementado gradualmente para mejorar la resistencia al corte de los miembros de concreto reforzado de resistencia mayor de 700 kgf/cm^2 ; ver la ecuación (11-13).

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

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

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

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

a. Los miembros unidos monolíticamente a otros que le sirven de apoyo y están solicitados a tracción, tal como se muestra la Figura H-11.2(e). Se investigará el corte en la conexión y el acero de refuerzo especial se colocará en la esquina.

b. Los miembros en el cual las cargas aplicadas no están aplicadas en o cerca de la parte superior del miembro, como se muestra en la Figura H-11.2(b). Para tales condiciones la sección crítica se toma en la cara

de los apoyos. Las cargas que actúan cerca de los apoyos serán transferidas al otro lado de la grieta inclinada extendiéndose hacia arriba de la cara del apoyo. La fuerza de corte que actúa en la sección crítica incluirá todas las cargas aplicadas por debajo de la potencial grieta inclinada. y

c. Los miembros cargados tal que el corte en las secciones entre el apoyo y una distancia d del apoyo difiere radicalmente del corte a la distancia d . Esto ocurre comúnmente en ménsulas y en vigas donde la carga concentrada está localizada muy cerca del apoyo, como se muestra en la Figura H-11.2(f), o en zapatas apoyadas sobre pilotes. En estos casos se usa el corte en la cara de los apoyos.

d. Los que estén unidos monolíticamente de las estructuras diseñadas según los Niveles de Diseño ND2 y ND3, por razones de mayor seguridad, ya que cercanos a los apoyos son donde se presentan las rótulas plásticas.

H-11.3 RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTE

La ecuación básica de la resistencia al corte de miembros sin acero de refuerzo transversal es la (11-5). Se reconocen que las tres variables $\sqrt{f'_c}$, ρ_w y $\frac{V_u d}{M_u}$ afectan la resistencia de los miembros, aunque los datos de las investigaciones indican que la ecuación (11-5) sobrestima la influencia de $\sqrt{f'_c}$, y subestima la influencia de ρ_w y $\frac{V_u d}{M_u}$. Se observa que la resistencia al corte de los miembros decrece con su altura total.

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

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

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

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

H-11.4 RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO AL CORTE

H-11.4.2 Resistencia del acero de refuerzo por corte o torsión

El límite de la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo por corte o torsión de 4200 kgf/cm^2 mantiene el control del ancho de las fisuras diagonales, igualmente ocurre con el límite de la resistencia cedente especificada de las mallas de alambres electrosoldados de 5620 kgf/cm^2 .

Guimares, G. N., et al [1992], han indicado que el desempeño de aceros de alta resistencia como acero de refuerzo por corte ha sido satisfactorio. Los ensayos de vigas a escala natural indican que el ancho de las fisuras inclinadas para niveles de cargas de servicios fueron menores que las vigas reforzadas con jaulas de mallas de alambres electrosoldados de diámetros menores, diseñados sobre la base de una resistencia cedente especificada de $f_y = 5620 \text{ kgf/cm}^2$, que las vigas reforzadas con estribos de resistencia cedente especificada $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

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

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

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

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

H-11.4.3 Diseño del acero de refuerzo por corte

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

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

$$A_v/s = (V_u - \phi V_c) / (\phi f_y d) \quad (\text{H-11.4.3})$$

Las investigaciones han demostrado que el comportamiento al corte de vigas planas con substancial refuerzo por flexión, se mejora cuando se reduce la separación transversal de las ramas de los estribos a través de la sección. En la presente Norma se ha modificado la Subsección 11.5.5.1 del ACI 318-05 para asegurar que se disponga al menos el acero de refuerzo por corte [Lubell, A., et al, 2004].

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

H-11.5 TORSIÓN

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

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

En un tubo de pared delgada, el producto de la tensión por corte τ y el espesor de la pared t en cualquier punto del perímetro es conocido como flujo de corte. En cualquier punto alrededor del perímetro del tubo, la

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

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

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

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

H-11.5.1 Momento torsor mayorado

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

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

- a. El momento torsional no puede ser reducido por redistribución de las fuerzas internas. Se designa como torsión por equilibrio, porque el momento torsional se requiere para equilibrar la estructura. Para esta condición, ilustrada en la Figura H-11.5.1(a), el diseño de refuerzo por torsión según las Secciones 11.5.1 hasta 11.5.4 debe resistir los momentos totales de diseño.
- b. El momento torsional puede ser reducido por la redistribución de las fuerzas internas después de la fisuración, cuando la torsión obtenida en los miembros torsionales para mantener la compatibilidad de deformaciones. Esta torsión se designa como torsión por compatibilidad. Para esta condición ilustrada en la Figura H-11.5.1(b), la rigidez torsional antes de la fisuración corresponde a las secciones no fisuradas de acuerdo a la teoría de St. Venant. En la fisuración y agrietamiento torsional, se produce una gran torsión bajo un torque esencialmente constante, resultando en grandes redistribuciones de fuerzas en la estructura. El torque por agrietamiento en flexión, corte y torsión combinados, corresponde a la tensión principal a tracción algo menor que el valor de $1,06 \sqrt{f'_c}$ de las ecuaciones (11-19) y (11-20).

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

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

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

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

H-11.5.2 Dimensiones de la sección resistente a torsión.

Las dimensiones de una sección transversal se limitadas por dos razones, primero reducir ligeramente el agrietamiento y, segundo, prevenir el aplastamiento de la superficie de concreto debido las tensiones inclinadas a compresión por efecto del corte y la torsión. En las ecuaciones (11-21) y (11-22), los dos términos de lado izquierdo son tensiones por corte debido a corte y torsión. La suma de esas tensiones no debe exceder a las tensiones que causan el agrietamiento por corte más $2,12\sqrt{f'_c}$, similar a la resistencia límite dada en el Artículo 11.5 para corte sin torsión. Los valores límites están expresados en términos de V_c para permitir su uso en concreto pretensado y no pretensado. Como este límite fue originalmente obtenido sobre la base de controlar el agrietamiento, no es necesario verificarlo para evitar el aplastamiento puesto que éste sucede a altas tensiones por corte

En las secciones huecas, las tensiones por corte son debidas a que las tensiones por corte y torsión ocurren en las paredes de la sección cajón, como se muestra en la Figura H-11.5.2a y por lo tanto son sumadas directamente en el punto A, como indica la ecuación (11-22). En una sección sólida, las tensiones por corte debido a la torsión actúan en sección exterior tubular mientras que las tensiones por corte son expandidas a través de del anchura de la sección como se muestra en la Figura H-11.5.2b. Por estas razones, en la ecuación (11-21) se combinan las tensiones usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados antes que suma directa.

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

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

La ecuación (11-18) está basada en la analogía de una celosía espacial como la mostrada en la Figura H-11.5.2a con diagonales comprimidas, inclinadas un ángulo θ , suponiendo que el concreto no resiste tracción y los refuerzos están en cedencia. La resistencia torsional es suministrada principalmente por los estribos, las barras longitudinales y las diagonales comprimidas después que se desarrolla el agrietamiento torsional. El concreto exterior a los estribos es relativamente no efectivo. Por esta razón el área encerrada por el patrón de flujo de corte alrededor del perímetro del tubo, A_o , se define después del agrietamiento en términos de A_{oh} , el área encerrada por el eje del estribo cerrado más exterior. En la Figura H-11.5.2b se muestra el área A_{oh} para varios tipos de secciones.

En una sección de forma I, T o L, A_{oh} se calcula como el área encerrada por el eje de los estribos exteriores entrecruzados como se muestra en la Figura H-11.5.2b. Cuando se requiera mayor exactitud, se puede usar la ecuación para A_o dada por Hsu, T. C. [1990].

El flujo de corte en las paredes del tubo, q , puede resolverse en las fuerzas de corte V_1 a V_4 actuando en los lados individuales del tubo o celosía espacial, como se muestra en la Figura H-11.5.2a.

El ángulo θ puede obtenerse mediante un análisis estructural Hsu, T. C., [1990] o ser tomado igual a los valores dados en el Artículo 11.5. El mismo valor de podrá ser usado en ambas ecuaciones (11-18) y (11-24). A medida que θ es más pequeño, decrece la cantidad de estribos requeridos por la ecuación (11-21) y al mismo tiempo se incrementa la cantidad de acero de refuerzo longitudinal demandado por la ecuación (11-24).

La Figura H-11.5.2a muestra las fuerzas por corte V_1 hasta V_4 , resultante del flujo de corte alrededor de las paredes del tubo. En una pared del tubo, el flujo de corte V_1 es resistido por una componente de compresión diagonal en el concreto, $D_i = V_i / \text{sen } \theta$. Para completar la solución de V_i , es necesario una fuerza de tracción axial en el acero longitudinal, $N_i = V_i \cot \theta$.

La Figura H-11.5.4.1 muestra las tensiones diagonales a compresión y la fuerza por tracción axial, N_i , actuando sobre un corto segmento a lo largo de la pared del tubo. Como el flujo de corte debido a la torsión es constante en todos los puntos alrededor del perímetro del tubo, el resultado de D_i y N_i actúan a través de la

mitad de la altura del lado i . Como resultado, puede suponerse que la mitad de N_i será resistida por cada puntal superior o inferior, como se muestra en la figura. El acero de refuerzo longitudinal con capacidad $A_i f_{y_i}$, se colocará para resistir la suma de las fuerzas $\sum N_i$, actuando en todas las paredes del tubo.

En la obtención de la ecuación (11-24), se suman las fuerzas de tracción axial a lo largo de los lados del área A_o . Estos lados forman la longitud del perímetro, p_o , aproximadamente igual a la longitud de la línea que une los centros de las barras en las esquinas del tubo. Para facilitar el cálculo se ha reemplazado por el perímetro de los estribos cerrados, p_h .

Frecuentemente, la máxima separación de los estribos está controlada por la cantidad de estribos colocados. Además, cuando actúa la combinación de corte y torsión, el área total de estribos es la suma de la cantidad colocada por corte y torsión. Para evitar la necesidad de colocar excesiva cantidad de refuerzo longitudinal, en la Subsección 11.5.3.3 establece que el A_v/s usado en el cálculo de A_t en cualquier sección dada se tomará como A_v/s calculado en esa sección usando la ecuación (11-18).

Los estribos requeridos por torsión y corte se suman y se colocan para suplir al menor la cantidad exigida por cálculo. Puesto que el área de los estribos por corte viene definida en términos de todas las ramas de un estribo dado, mientras que el área de estribo por torsión es definida en términos de una rama solamente, la suma de ambos estribos será:

$$\text{Total } (A_{v+t} / s) = A_v / s + 2 A_t / s$$

Cuando un grupo de estribos tiene cuatro ramas por corte, solamente las ramas adyacentes a los lados de las vigas serán incluidas en la suma, porque los estribos interiores a la torsión son inefectivos.

El refuerzo longitudinal requerido por torsión se sumará en cada sección al refuerzo por flexión que actúa a la vez como por torsión. El refuerzo longitudinal escogido por la suma, pero no será menor que la cantidad requerida por el máximo momento por flexión en esa sección si este excede al momento actuante a la misma vez que la torsión. Si el momento máximo a flexión ocurre en una sección, tal como la de mitad de la luz, mientras que el momento máximo torsional ocurre en otra sección, tal como la del apoyo, el acero de refuerzo requerido puede ser menor que el obtenido de sumar el refuerzo por máxima flexión más el refuerzo por máxima torsión. En tales casos el refuerzo longitudinal requerido será evaluado en varias secciones.

Se satisfecerán los requisitos más restrictivos para la separación, el corte y la colocación del acero de refuerzo por flexión, corte y torsión. El refuerzo por flexión se extenderá una distancia d , no menor que $12d_b$, prolongándose hasta donde no son requeridos por flexión.

La tracción longitudinal debido a la torsión es compensada en parte por la compresión en la zona de flexo compresión, permitiendo una reducción en el refuerzo longitudinal de torsión requerido en la zona de compresión.

H-11.5.3 Acero de refuerzo por torsión.

Para resistir la tensión diagonal debida a torsión se requiere del refuerzo transversal cerrado y el refuerzo longitudinal. Los estribos deben ser cerrados, puesto que el agrietamiento inclinado debido a la torsión puede ocurrir en todas las caras del miembro.

En el caso de secciones solicitadas principalmente por torsión, el concreto que recubre a los estribos puede desprenderse a torques altos. Los estribos empalmados por solapes ineficientemente, conducen a una prematura falla por torsión. Por esta razón, los estribos cerrado por se podrán aceptar cuando se hacen con un par de estribos en U solapados uno al otro.

Cuando una viga de sección rectangular falla por torsión, las esquinas de las vigas tiende a desprenderse debido a las tensiones inclinadas a compresión, en las diagonales del concreto de la celosía espacial cambian de dirección en las esquinas como se muestra en la Figura H-11.5.4.1. En los ensayos los estribos cerrados anclados por ganchos de 90° fallaron cuando esto ocurría, por esta razón en todos los casos son preferibles los ganchos a 135° en los estribos torsionales. Solamente en las zonas donde la adyacencia a una losa o ala de viga, como se muestra en la Figura H-11.5.4.1, previene el desprendimiento del concreto se pueden permitir ganchos a 90° .

Cuando en los extremos de una viga actúan altas torsiones actúan en los extremos de una viga, el refuerzo longitudinal por torsión se anclará adecuadamente. Longitudes de transferencia suficiente serán extendidas al lado exterior de la cara interna del apoyo para que se transfieran las fuerzas por tracción de las barras. Estas barras pueden requerir ganchos o barras en forma de U solapadas con el refuerzo longitudinal por torsión.

Los estribos cerrados colocados por torsión en una sección hueca serán ubicados en la mitad exterior del espesor efectivo por torsión donde el espesor de pared puede ser tomado como A_{oh} / p_h .

H-11.5.4 Detallado del acero de refuerzo por torsión

Cuando un miembro es solicitado por un momento torsional mayorado T_u más grande que los valores especificado en el Artículo 11.5, la cantidad de refuerzo transversal en el alma de sección para el corte y torsión combinado es $3,5 b_w s / f_y$. El área de dos ramas de un estribo cerrado se denota por A_v , mientras que A_t es el área de una rama de un estribo cerrado.

Los ensayos de vigas de concreto de alta resistencia reforzado Roller, J. J., y Russell, H. G. [1990], indican la necesidad de incrementar el área mínima del acero de refuerzo para prevenir las fallas por corte cuando se producen las grietas inclinadas. Aunque hay un número limitado de ensayos de vigas de concreto de alta resistencia reforzado por torsión, la ecuación del área mínima de estribos cerrados horizontales ha sido cambiada por razones de consistencia con el cálculo requerido para el refuerzo mínimo por corte.

Muestras de vigas de concreto reforzado con menos de 1% de refuerzo por torsión por volumen han fallado por torsión pura debido al agrietamiento torsional MacGregor, J. G., y Ghoneim, M. G. [1995]. En el ACI 318-89 y anteriores, fue presentada una relación que se requería alrededor de 1% de refuerzo por torsión en vigas solicitadas por torsión pura y menos en vigas con corte y torsión combinados, como una función de la relación de tensiones por corte debidos a corte y torsión. La ecuación (11-25) fue simplificada para suponer un valor simple de este factor de reducción y resultó en una relación volumétrica de alrededor de 0,5%.

La separación de los estribos está limitada para asegurar en las vigas el desarrollo de la resistencia a la torsión de agotamiento, prevenir la excesiva pérdida de rigidez torsional después de la fisuración, y controlar los anchos de las fisuras. Para una sección cuadrada la limitación de $p_h/8$, implica separación de estribos a $d/2$, lo cual se corresponde con lo exigido por la Subsección 11.5.4.1.

En la Sección H-11.5.2 se indica el refuerzo longitudinal que es necesario para resistir la suma de las fuerzas debido a la torsión en las paredes de un tubo de pared delgada. Puesto que las fuerzas actúan a lo largo del eje del centroide de la sección, el centroide del refuerzo longitudinal adicional por torsión coincidirá aproximadamente con el centroide de la sección. La Norma hace cumplir este requisito al recomendar que el refuerzo longitudinal por torsión sea distribuido alrededor del perímetro de los estribos cerrados. En cada esquina son requeridas barras longitudinales para suministrar el anclaje a las ramas de los estribos. Las barras esquineras son muy efectivas en el desarrollo de la resistencia torsional y en el control de la fisuración.

Como las grietas de tracción diagonal se desarrollan en una forma helicoidal, la distancia ($b_t + d$) mas allá del punto teórico donde son requeridas como refuerzo torsional es mayor que el usado por el acero de refuerzo por flexión y corte.

H-11.6 CORTE POR FRICCIÓN

Con excepción del Artículo 11.6, virtualmente todos los requisitos con respecto al corte intentan prevenir las fallas por tracción diagonal antes que fallas por transferencia de corte directo.

El propósito del Artículo 11.6 es proporcionar métodos de diseño para considerar la transferencia del corte en las siguientes condiciones: a) una interfase entre concreto vaciado en diferentes tiempos, b) una interfase entre el concreto y el acero y c) otras situaciones donde este es considerado apropiado para investigar la transferencia por corte a través de un plano en el concreto estructural.

Aunque el concreto no fisurado es relativamente fuerte al corte directo, hay siempre la posibilidad formación de fisuras en una situación desfavorable. El concepto corte por fricción supone que se formará una grieta y que el acero de refuerzo debe ser colocado perpendicular a ella para resistir los desplazamientos relativos a lo largo de la fisura o grieta. Cuando el corte actúa perpendicular a una fisura, una de sus caras se deslizará con relación a la otra. Cuando la cara de la fisura es rugosa o irregular, el deslizamiento es acompañado por la separación de las caras. Para el estado de agotamiento, esta separación es suficiente para producir tracción en el refuerzo que atraviesa la grieta hasta alcanzar su tensión cedente. El refuerzo provee una fuerza de compresión $A_v f_y$ entre la cara de la grieta. El corte aplicado es resistido por la fricción entre las caras de grietas, la resistencia al corte por los salientes en esas caras, y por la acción de clavija del refuerzo que atraviesa la grieta. El éxito en la aplicación del Artículo 11.6 depende de la adecuada selección de la ubicación de la supuesta grieta.

La relación entre la resistencia para la transferencia de corte y el refuerzo que atraviesa el plano de corte puede ser expresado de varias maneras. Las ecuaciones (11-26) y (11-27) de la Sección 11.6.1 están basadas en el método de corte por fricción, el cual predice conservadoramente la resistencia a la transferencia por corte. Según las disposiciones de la Sección 11.6.1, podrán usarse otras relaciones más precisas de la resistencia [PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete; 1992]; Por ejemplo, cuando el refuerzo por corte por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia al corte teórico V_n , es:

$$V_n = 0,8A_{vf}f_y + A_cK_t$$

donde: A_c es el área de la sección de concreto que resiste corte por transferencia en cm^2 y $K_t=28 \text{ kgf/cm}^2$ para concreto de peso normal, 14 kgf/cm^2 para concreto totalmente aligerado y 18 kgf/cm^2 para concreto liviano dosificado con arena. Estos valores de K_t se pueden para concreto vaciado monolíticamente y concreto vaciado sobre concreto endurecido con superficie rugosa, tal como se especifica en la Sección 11.6.2.

En esta ecuación, el primer término representa la contribución de la fricción a la resistencia al corte por fricción (0,8 representa el coeficiente por fricción). El segundo término representa la suma de la resistencia al corte por los salientes en la cara de la grieta y la acción de clavija del refuerzo.

Cuando el refuerzo de corte por fricción es inclinado al plano de corte, tal que la fuerza que produzca tracción en el refuerzo, la resistencia al corte V_n , está dado por la siguiente ecuación:

$$V_n = A_{vf}f_y (0,8 \text{ sen } \alpha_f + \text{cos } \alpha_f) + A_cK_t \text{ sen}^2 \alpha_f$$

donde α_f , es el ángulo entre el refuerzo de corte por fricción y el plano de corte, es decir $0 < \alpha_f < 90^\circ$.

Cuando se usa el método modificado de corte por fricción, para que las ecuaciones de diseño sean válidas, los valores de $(A_{vf}f_y/A_c)$ o $(A_{vf}f_y \text{ sen } \alpha_f / A_c)$, no será menores que 14 kgf/cm^2 .

Cuando el refuerzo de corte por fricción está inclinado con respecto al plano de corte, tal que la componente de la fuerza de corte paralela al refuerzo tiende a producir tracción en el refuerzo, parte del corte es resistido por la componente paralela al plano de corte de la fuerza a tracción en el refuerzo. La ecuación (11-27) podrá ser usada solamente cuando la componente de la fuerza de corte paralela al refuerzo produce tracción, como se muestra en la Figura H-11.6. Cuando α_f es más grande que 90° , el movimiento relativo de la superficie tiende a comprimir la barra y no es válida la ecuación (11-27).

H-11.6.1 Resistencia de diseño

En el método de cálculo de corte por fricción, se supone que toda la resistencia al corte es debida a la fricción entre las caras fisurada, por lo tanto, es necesario usar valores artificialmente altos del coeficiente por fricción en las ecuaciones de corte por fricción tal que la resistencia por corte calculada este en razonable concordancia con los resultados de los ensayos. Para concreto vaciado contra concreto endurecido no rugoso en acuerdo con la Sección 11.6.2, la resistencia al corte es primeramente debido a la acción de clavija del acero de refuerzo. Los ensayos indican que es apropiado el valor reducido de $\mu = 0,6\lambda$, especificado para estos casos. Se especifica este límite superior de la resistencia por corte en las ecuaciones (11-26) y (11-27), porque son no conservadoras cuando V_n tiene un valor muy grande.

Cuando una fuerza a tracción resultante actúa perpendicular a plano de corte, el refuerzo requerido por tracción será colocado adicional al que se provee para transferir corte. La tracción puede ser causada por restricción de deformaciones debido a cambios de temperatura, fluencia y retracción. Tales fuerzas a tracción causaran fallas, particularmente en los apoyos de las vigas.

Cuando actúan momentos en el plano de corte, las tensiones de tracción por flexión y las tensiones por compresión a flexión están en equilibrio. No hay cambio en la resultante a compresión $A_{vf}f_y$, actuando perpendicular al plano de corte y la resistencia de la transferencia por corte no cambia. Por lo tanto, de acuerdo con estudios experimentales, no es necesario colocar refuerzo adicional para resistirlas tracciones por flexión, a menos que el refuerzo a tracción por flexión requerido exceda la cantidad de refuerzo por transferencia por corte colocado en la zona de tracción a flexión.

También ha sido demostrado experimentalmente que cuando una fuerza a compresión resultante actúa perpendicular al plano de corte, la resistencia por transferencia por corte es función de la suma de la fuerza a compresión resultante y la fuerza $A_{vf}f_y$ en el refuerzo de corte por fricción. En el diseño se toma ventaja de la existencia de fuerzas de compresión perpendicular al plano de corte para reducir la cantidad de refuerzo de corte por fricción requerido, solamente cuando es cierto que las fuerzas a compresión permanentes.

Cuando el momento no actúa perpendicular al plano de corte, se distribuirá el refuerzo uniformemente a lo largo de dicho plano para minimizar los anchos de las fisuras y grietas, y cuando un momento actúa perpendicular al plano de corte, es deseable distribuir el refuerzo de corte por transferencia primeramente en la zona de tracción a flexión.

Como el refuerzo de corte por fricción actúa por tracción, se anclarán en ambos lados del plano de corte. Además, el anclaje de refuerzo por corte por fricción se embeberá en el refuerzo principal para evitar que una grieta potencial que puede pasar entre el refuerzo de corte por fricción y la sección del concreto. Este requisito es importante para insertos de acero soldados a pernos de cabeza para conexiones en concreto prefabricado o vaciado en sitio. El anclaje puede ser transferido por adherencia, o por anclaje mecánicos soldados, clavijas de roscas y tornillos insertados. Por limitaciones de espacio frecuente se usan anclajes mecánicos soldados. Para anclajes de pernos en concretos ver [PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete, 1992].

H-11.7 REQUISITOS ESPECIALES PARA VIGAS- PARED

Park, R. y Paulay, T. [1975], han discutido el comportamiento de las vigas pared. Este se aplicará a las vigas pared solicitadas por cargas gravitacionales aplicadas en el tope de la viga y ella está apoyada en sus caras inferiores. Cuando las cargas son aplicadas a lo largo de los lados o por debajo del miembro, el diseño por corte será el mismo como si fuera una viga ordinaria.

En las vigas pared el refuerzo longitudinal se extenderá hasta los apoyos y anclados adecuadamente por embebimiento, ganchos, o soldadura a dispositivos especiales. No se recomienda el doblado de las barras.

Las vigas pared pueden ser diseñadas por el Método de las Bielas. La Subsección 10.3.2.4 permite el uso de campos de tensiones no lineales cuando se dimensionan las vigas pared. Tales análisis consideran los efectos de agrietamiento en la distribución de tensiones.

Las cantidades relativas de refuerzo horizontal y vertical han sido intercambiadas debido a que los ensayos han demostrado que el acero de refuerzo vertical por corte es más efectivo que el refuerzo horizontal. La separación máxima de las barras ha sido reducida de 45 cm a 30 cm, porque este acero se coloca para restringir la anchura de las grietas.

H-11.8 REQUISITOS ESPECIALES PARA MÉNSULAS, CONSOLAS Y SOPORTES SIMILARES

H-11.8.1 Métodos de análisis

La notación usada en el Artículo 11.8, se presenta en la Figura H-11.8.

Las ménsulas y consolas son volados que tiene una relación luz de corte–altura menor o igual a la unidad, actúan como celosías simples o vigas pared antes que miembros a flexión.

La ménsula mostrada en la Figura H-11.8.1 puede fallar por corte a lo largo de la interfase entre la columna y la ménsula, por la cedencia del refuerzo a tracción, por el aplastamiento o deslizamiento del puntal de compresión, o por una falla localizada por aplastamiento o corte debajo de la placa cargada. Estos modos de falla han sido mostrados y discutidos detalladamente por el [Comité ACI-ASCE 426, 1973].

El límite superior de 1 para a/d es impuesto por dos razones: 1) para relaciones luz de corte–altura que exceden a la unidad, las fisuras por tensión diagonal son menos abruptamente inclinadas y el uso de estribos horizontales solos como se especifica en la Sección 11.8.3 no es apropiado. 2) Este de diseño ha sido solamente validado experimentalmente para $a/d \leq 1,0$. Se asigna un límite superior para N_{uc} por que este método de diseño ha sido solamente validado experimentalmente para N_{uc} menor o igual a V_u incluyendo N_{uc} igual a cero.

Se requiere de una altura mínima en el borde exterior del área cargada tal que una falla prematura no ocurrirá debido a una grieta grande por tracción diagonal se propague de debajo del área cargada a la cara exterior en pendiente de la ménsula o apoyo. Las fallas de este tipo han sido observadas en ménsulas que tienen una altura del borde exterior del área aplastada menor que la requerida en esta Sección.

H-11.8.2 Resistencia al corte

Los ensayos han demostrado que la resistencia mínima por corte en ménsula o apoyos de concreto totalmente livianos es función tanto de f'_c como a/d , pero no hay datos disponibles para los mismos miembros

con concretos livianos dosificados con arenas por lo que se han adoptado las mismas limitaciones para ambos tipos de concretos livianos.

H-11.8.3 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo para resistir momento se calculará usando la teoría de flexión. El momento mayorado se calculará sumando los momentos que concurren alrededor del refuerzo por flexión en la cara del apoyo. Los ensayos sugieren que la cantidad ($A_s + A_h$) requerido a través de la cara del apoyo será el valor mayor entre:

- a. $A_{vf} + A_n$
- b. $1,5 A_f + A_n$

Cuando controla a., se requiere como refuerzo principal a tracción $A_s = (2A_{vf}/3 + A_n)$ y el restante $A_{vf}/3$ se colocará como estribos cerrado paralelos a A_s y distribuidos dentro de $2d/3$, adyacente a A_s . Esta condición satisface el requisito de $A_h = 0,5(2A_{vf}/3)$.

Cuando controla b., se requiere como refuerzo principal a tracción $A_s = (A_f + A_n)$ y el $A_f/2$ sobrante será colocado como estribo cerrado paralelo a A_f y distribuido dentro de $2d/3$, adyacente a A_s .

Para prevenir una falla prematura de tracción diagonal en la ménsula o consola son necesarios los estribos cerrados paralelos al refuerzo principal por tracción. El área requerida de estribos cerrados $A_h = 0,5(A_s - A_n)$ cumple automáticamente las cantidades apropiadas.

Para prevenir una falla súbita que puede ocurrir en la sección de concreto de las ménsulas o apoyos debida a la acción de momento flector y fuerza a tracción hacia afuera N_{uc} , la cantidad de refuerzo requerido es mínima.

Debido a que la componente horizontal de la carga inclinada de compresión (ver Figura H-11-8.1) se transfiere al refuerzo principal por tracción en donde esta ubicada la carga vertical, el refuerzo A_s es esencialmente traccionado uniformemente de la cara del apoyo al punto donde la carga vertical está aplicada.

Por lo tanto el refuerzo será anclado en su extremo exterior o sobre la columna de apoyo, tal que sea capaz de transferir su resistencia cedente de la cara del apoyo a la carga vertical. El anclaje adecuado en el extremo exterior puede ser obtenido por el doblaje de los refuerzos A_s en un gancho horizontal como se especifica en b), o por soldadura a una barra de igual diámetro o a un ángulo de acero de tamaño adecuado en los extremos de las barras A_s . El diseño de la soldadura permitirá la transferencia de la resistencia cedente. Los detalles de soldadura usadas con éxito en ménsulas y se muestran en la Figura H-11.8.3. El refuerzo A_s , deberá ser anclado dentro de la columna de apoyo de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12

Es necesario hacer restricciones sobre la ubicación del área de apoyo, para asegurar la transferencia de la resistencia cedente especificada del refuerzo A_s cerca de la carga. Cuando las ménsulas son diseñadas para resistir fuerzas horizontales, se soldará la placa de soporte al refuerzo por tracción A_s .

H-11.9 REQUISITOS ESPECIALES PARA LOSAS, PLACAS Y ZAPATAS

Se hacen diferencias entre losas, placas y zapatas alargadas y angostas actuando como vigas y losas, placas zapatas solicitadas por acciones en dos direcciones donde la falla puede ocurrir por punzonado a lo largo un cono truncado o una pirámide alrededor de una carga concentrada o el área de reacción.

La sección crítica por corte en losas solicitadas por flexión en dos direcciones sigue el perímetro a los borde del área cargada. Las tensiones por corte que actúan sobre esta sección debido a las cargas mayoradas es función de $\sqrt{f'_c}$ y de la relación entre las dimensiones de los lados de la columna y la altura efectiva de la losa.

Por razones de simplicidad se ha supuesto una sección pseudocrítica localizada a una distancia $d/2$ del perímetro de la carga concentrada, entonces la resistencia por corte es casi independiente de la relación entre el tamaño de la columna y la altura de losa. Para columnas rectangulares, la sección crítica está definida por una línea recta a una distancia $d/2$ de los bordes del área cargada.

Para losas con espesor uniforme, es suficiente verificar la resistencia por corte en una sección. Para losas con cambios de espesor, tal como los extremos con ábacos, es necesario verificar la resistencia por corte en varias secciones.

En los volados de la losas más allá de la columna, el perímetro crítico podrá ser de tres o cuatro lados.

H-11.9.1 Resistencia al corte

Para columnas cuadradas, las tensiones por corte debido a las cargas por agotamiento en placas están limitadas a $1,06 \sqrt{f'_c}$. Sin embargo, los ensayos del [Comité ACI-ASCE 426.1974], indican que este valor no es conservador cuando la relación β_c de la longitud mayor entre la longitud menor de una columna rectangular o el área cargada es mayor que 2,0. En estos casos, las tensiones reales por corte en la sección crítica de falla por punzonado disminuyen del valor máximo $1,06 \sqrt{f'_c}$ alrededor de las esquinas de la columna o área cargada a $0,53 \sqrt{f'_c}$ o menos a lo largo de los lados entre las dos secciones extremas. Los ensayos indican que la tensión V_c decrece cuando se incrementa la relación b_o/d . Las ecuaciones (11-32) y 11-33) fueron desarrolladas para tomar en cuenta estos dos efectos.

Para formas diferentes a las rectangulares, se toma β_c como la relación de la dimensión total mayor del área efectiva cargada a la dimensión perpendicular total mayor de la mencionada área, como se ilustra para una sección L en la Figura H-11.9.1. El área efectiva cargada es esa área totalmente encerrada en el área real cargada, para la cual el perímetro es mínimo.

Las investigaciones en losas [Yamada, T.; et al; 1991 y ACI-ASCE Committee 421; 1999] han demostrado que donde el refuerzo por corte consistente en barras o alambres, en estribos de una o varias ramas, o estribos cerrados, puede incrementarse la resistencia por corte al punzonado. Los límites de separación dados en la Sección 11.4.3 corresponden a detalles de refuerzo por corte en losa. En la Sección 12.4.2 se dan los requisitos de anclaje para refuerzo por corte tipo estribos que pueden ser aplicados a las barras o alambres usados como refuerzo por corte en losas. Es esencial que este refuerzo por corte arriostre al refuerzo longitudinal superior e inferior de la losa. El anclaje del acero de refuerzo de acuerdo a los requisitos de la Sección 12.4.2 es difícil de hacer en losas de espesores menores a 25 cm. El refuerzo por corte que consiste en barras verticales mecánicamente ancladas en cada extremo por una placa o un cabezal capaz de transferir la resistencia cedente especificada a las barras ha sido usado con éxito.

En la conexión losa-columna para la cual el momento de transferencia es despreciable, el refuerzo por corte se colocará simétrico alrededor del centroide de la sección crítica. Los límites de separación de los refuerzos están definidos en la Sección 11.9.3. En columnas de borde o para conexiones interiores donde el momento es significativo se recomiendan estribos cerrados en un arreglo tan simétrico como sea posible.

H-11.9.4. Parrilla de perfiles estructurales como refuerzo por corte

El procedimiento de diseño está sustentado en ensayos

Tres criterios básicos debe ser considerados en el diseño de parrillas para conexiones que transfieren corte debido a cargas gravitacionales.

- a. Suministrar una mínima resistencia a flexión para asegurar que la resistencia por corte de losa se alcanza antes que la resistencia a flexión de la parrilla sea excedida
- b. En las losas, se limitarán las tensiones por corte en los extremos de la parrilla, y
- c. Satisfechos los dos criterios anteriores, el diseñador podrá reducir el refuerzo negativo de la losa en proporción a la contribución de momento de la parrilla en la sección a diseñar.

H-11.9.4.2 Sección crítica

Cuando se desprecia el corte pico en la cara de la columna y se supone, ϕV_c alrededor de la mitad del valor de V_u , la contribución del momento de la parrilla M_v podrá ser calculada conservadoramente por la ecuación (11-35), en la que el ϕ es el factor de minoración por flexión.

H-11.9.4.3 Momento resistente de una parrilla

La distribución idealizada de corte supuesta a lo largo de un brazo de una parrilla en una columna interior se muestra en la Figura H-11.9.5. El corte a lo largo de cada brazo se tomará como $\alpha v V_c / \eta$ donde αv y η . Sin embargo, el corte pico en la cara de la columna se toma como el corte total considerado por brazo $V_u / \phi \eta$ menos el corte considerado transportado a la columna por la zona de concreto comprimido de la losa. El último término se expresa como $(V_c / \eta) (1 - \alpha_v)$ tal que se aproxima a cero para parrillas muy pesadas y a $V_u / \phi \eta$ cuando se usan parrilla liviana. De la suposición que ϕV_c es mas o menor la mitad de la fuerza de corte V_u

resulta la ecuación (11-36). En esta ecuación, M_p es el momento resistente plástico requerido en cada brazo de la parrilla necesario para asegurar que el corte mayorado V_u es el momento resistente de la parrilla. El valor L_v es la longitud del centro de la columna al punto en el cual no se requiere la parrilla, y la distancia $c_1/2$ es la mitad de la dimensión de la columna en la dirección considerada.

Los resultados de los ensayos indican que las losas con parrillas subreforzadas fallan en una sección crítica en el extremo de parrilla a una tensión de corte igual a $1,06 \sqrt{f'_c}$. Aunque el uso de parrillas sobre reforzadas conduce la resistencia por corte alrededor de un valor equivalente de $1,06 \sqrt{f'_c}$, los datos limitados de ensayos sugieren que es deseable un diseño conservador. Por lo tanto la resistencia al corte será calculado como $1,06 \sqrt{f'_c}$ en una sección crítica supuesta localizada dentro del extremo de la parrilla.

La sección crítica es tomada a través de los $3/4$ de los brazos de la parrilla de la distancia ($L_v - 0,5 c_1$) de la cara de la columna al extremo de la parrilla. Sin embargo, la sección crítica supuesta no necesita ser tomada mas cerca que $d/2$ a la columna.

H-11.9.5 Aberturas en losas y placas

Los requisitos para el diseño de aberturas en losas, placas y zapatas fueron desarrolladas por el Comité ACI 426 en 1962. Investigaciones posteriores del mismo Comité ACI 426 han confirmado que estos requisitos son conservadores. Véase Figura H-11.9.5.

H-11.9.6 Transferencia de momentos en conexiones placa-columna

Cuando el momento transferido entre la columna y la losa es del orden del 60%, se considerará la transferencia por flexión a través del perímetro de la sección crítica definida en el Artículo 11.9, y el 40% restante transferido por excentricidad del corte alrededor del centroide de la sección crítica

Para columnas rectangulares, la porción del momento transferido por flexión incrementa con el ancho de la cara de la sección crítica que resiste los incrementos de momento, como indica la ecuación (11-37b). Como muchos de los datos fueron obtenidos de ensayos de columnas cuadradas, y se dispone de poca información para columnas redondas, éstas pueden ser aproximadas como columnas cuadradas, como se indica en la Figura H-11.9.6.

La distribución de tensiones es supuesta para las columnas interiores y exteriores. El perímetro de la sección crítica ABCD se determina de acuerdo con la Sección 11.9.6. La fuerza de corte mayorada y el momento no balanceado M_u , son determinado en el eje del centroide G-c de la sección crítica. Las tensiones máximas por corte mayorado se puede calcular con las siguientes ecuaciones

$$V_{u(AB)} = V_u/A_c + \gamma_v M_{ucAB}/J_c$$

$$V_{u(CD)} = V_u/A_c + \gamma_v M_{ucCD}/J_c$$

donde γ_v está dada en la ecuación (11-37a.) Para una columna interior, A_c y J_c pueden ser calculados como:

$$A_c = \text{área del concreto en la sección crítica supuesta} = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

J_c = propiedad de la sección crítica supuesta análoga a el momento polar de inercia

$$= d(c_1 + d)^3/6 + (c_1 + d)d^3/6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2/2$$

ecuaciones similares para A_c y J_c pueden desarrollarse para las columnas ubicadas en los bordes o esquinas de una losa.

La sección crítica más allá de donde ha sido colocado el refuerzo por corte el refuerzo por corte generalmente tiene una forma polígona.

Los ensayos indican que son apropiadas las secciones críticas para los cálculos de las tensiones por corte causada por la transferencia de momentos aun cuando se usen las parrillas. Aún cuando las secciones críticas por corte directo y corte debido al momento transferido, coinciden o son cercanos a las columnas de esquinas donde las fallas se inicia. Por que las parrillas atraen como un embudo más corte hacia la columna, es conservador tomar las tensiones máximas por corte como la suma de los dos componentes.

H-11.10 CORTE EN NODOS VIGA-COLUMNA DE EDIFICACIONES CON NIVEL DE DISEÑO ND1

En ensayos se ha demostrado que los nodos interiores vigas-columna no requieren acero de refuerzo cuando el nodo está confinado por los cuatro lados por vigas de altura aproximadamente iguales [ACI-ASCE Committee 352; 1991]. Sin embargo, los nodos sin confinamiento lateral, como los nodos exteriores de un edificio, necesitan acero de refuerzo por corte para prevenir el deterioro debido al agrietamiento por corte.

CAPÍTULO H-12 LONGITUDES DE TRANSFERENCIA

H-12.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene disposiciones que deben aplicarse al detallado del acero de refuerzo de los miembros de concreto reforzado, ya sean barras o mallas de alambres electrosoldados, con el objeto de que las tensiones de diseño entre el concreto y el acero sean transferidas de manera efectiva, sin perjuicio de las otras disposiciones de esta Norma que deba adoptar el Ingeniero Estructural para cumplir con el mismo propósito.

Es importante destacar que en este Capítulo no se utiliza el factor de minoración de resistencia ϕ , porque ya ha sido tomado en cuenta en las ecuaciones de las longitudes de transferencia.

Se reconocen tres modos de transferencia de tensiones: La transferencia de tensiones del acero al concreto por medio de la longitud del acero de refuerzo y/ o la transferencia por anclaje; y la transferencia entre las barras por medio de empalmes.

El concepto de la longitud de transferencia (longitud de desarrollo en las versiones anteriores de esta Norma) fue introducido por primera vez en el Código ACI 318-71, para satisfacer la dualidad de requisitos de adherencia por flexión y de adherencia por anclaje de las ediciones anteriores. De esta manera no es necesario considerar el concepto de adherencia por flexión que hace énfasis en el cálculo de las tensiones máximas teóricas de adherencia. La consideración de una resistencia promedio de adherencia sobre una longitud total de transferencia del acero de refuerzo es más representativo, porque de los ensayos se deduce una resistencia promedio de adherencia a partir de una longitud embebida y porque hay variaciones extremas en las tensiones de adherencia locales cerca de las grietas producidas por flexión. Se requieren longitudes de transferencia especificadas porque el acero de refuerzo altamente tensionado tiende a desprender los recubrimientos delgados. Una sola barra embebida en la masa de concreto no requiere una longitud de transferencia tan grande, sin embargo, aún en una masa grande de concreto una capa de barras de concreto puede producir un debilitamiento al formar una grieta en el plano de las barras y paralela a las mismas.

A partir de las secciones de tensiones máximas en el acero de refuerzo, sean barras, alambres de mallas electrosoldados se prolongarán por lo menos la longitud de transferencia mínima especificada. Las secciones de tensiones máximas se especifican en la Sección 12.2.3.

H-12.2 LONGITUD DE TRANSFERENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

Para desarrollar las tensiones máximas que ocurren en el acero de refuerzo es necesario prolongar las barras desde el punto de tensión máxima o bien un anclaje. Esta longitud de transferencia o de anclaje es necesaria a ambos lados de tales puntos de tensiones máximas para asegurar la transferencia de tensiones entre el acero y el concreto. Puesto que habitualmente el refuerzo tiene una longitud considerable a un lado del punto de tensión máxima, los cálculos se hace en un solo lado, por ejemplo el acero de refuerzo para momentos negativos se prolonga a través del apoyo hasta la mitad del tramo siguiente.

H-12.2.1 Acero de refuerzo en tracción

Las ecuaciones (12-1), (12-3) y (12-4) difieren de las del ACI 318-05. Como se observa en la Figura H-12.2.1, se compararon las ecuaciones ACI 318 con las de la AASHTO, el Eurocódigo 2 y la NZS 3101-95 y se obtuvo una recta de regresión para suavizar las discontinuidades que se observan en el ACI entre las barras No. 6 o menores y las barras No. 7 o mayores. En todo caso, la ecuación (12-3) es conservadora. Las pendiente ACI las cuales son de $f_y/25 \sqrt{f'_c}$ y $f_y/20 \sqrt{f'_c}$ expresadas en unidades métricas, es decir 0,148 y 0,185 se sustituyen por 0,192. Esta ecuación conduce a valores algo mayores que los de NZS 3101-95; el coeficiente de la ecuación (12-4) es el producto de 0,192x1,5. Como se aprecia en la Tabla 12.2.1.a, en estas ecuaciones no se incluye el factor del tamaño de la barra, γ , dado en la Tabla 12.2.1b, para evitar la discontinuidad entre las barras No. 6 a No. 7. Véase la Figura H-12.2.1

El factor por exceso del acero de refuerzo especificado en la Tabla 12.2.1.b se aplicará solamente en aquellos casos donde no se requiere desarrollar totalmente la resistencia cedente especificada f_y . Así por ejemplo, están exentos de la aplicación de este factor el acero de refuerzo por momento positivo en los apoyos (Subsección 12.2.3.1, el acero de refuerzo para retracción de fraguado y variación de temperatura (Artículo 7.7) o por requisitos de integridad estructural (Artículo 7.8), y el acero de refuerzo en placas sin vigas (Sección 13.4.4).

La ecuación (12-1) se ha derivado de trabajos previos del Comité 408 [ACI 408, 1990; Jirsa, Luz y Gergely, 1979] y permite ver los efectos de todas las variables que controlan la longitud de transferencia. El término c_d , representa el efecto del recubrimiento o de la separación del acero de refuerzo, como se indica en la Tabla 12.2.1.b, y el factor K_{tr} representa la contribución del acero de refuerzo por confinamiento dispuesto en los planos potenciales de resquebrajamiento. El resto de los factores se suministran en la Tabla 12.2.1b, en donde los valores más altos reflejan los efectos más desfavorables. Así por ejemplo, el factor α , es el factor correspondiente a los efectos adversos de la localización del refuerzo en la sección, siendo el valor de 1,3 el más desfavorable. El factor β incorpora el efecto de los recubrimientos del acero de refuerzo. El factor λ refleja la menor resistencia a la tracción del concreto con agregados livianos. Cuando $(c_d + K_{tr}/d_b)$ excede el valor de 2,5 puede producirse una falla por arrancamiento y el incremento en el recubrimiento o en el acero de refuerzo transversal no incrementa la capacidad de anclaje.

H-12.2.1.1 Longitud de transferencia de tensión en grupos de barras

Se requiere incrementar la longitud de transferencia para barras individuales cuando se agrupan tres o cuatro barras, porque el agrupamiento hace más difícil lograr la resistencia de adherencia en la parte central del grupo.

El Ingeniero Estructural deberá tomar en cuenta tanto las disposiciones de la Subsección 7.2.3.2 relativas al corte de las barras individuales dentro del grupo como las de la Sección 12.2.3, para los empalmes de grupos de barras. La Sección 12.3.1 no contempla incrementos en la longitud de transferencia de los grupos de barras.

H-12.2.1.2 Mallas de alambres con resaltes electrosoldadas

La Figura H-12.2.1.2 muestra la longitud de transferencia necesaria para las mallas con un alambre transversal dentro de la longitud de transferencia. La norma ASTM A497 para las mallas de alambres con resaltes no requiere que las soldaduras sean tan resistentes como las exigidas para las mallas de alambres lisos (Norma ASTM A185), ya que parte de la longitud de transferencia se asigna a las soldaduras y parte a la longitud del alambre con resaltes. El cálculo de la longitud de transferencia se ha simplificado en relación a las disposiciones de los Códigos ACI 318 anteriores, suponiendo que solo un alambre transversal está contenido en la longitud de transferencia.

H-12.2.1.3 Mallas de alambres lisos electrosoldadas

Los requisitos para longitudes de transferencia para las mallas de alambres lisos, dependen primordialmente de la ubicación de los alambres transversales. En el caso de mallas con alambres más delgados para desarrollar en forma adecuada la resistencia cedente especificada total de los alambres anclados es necesario que la franja contenga por lo menos dos alambres transversales a 5 cm o más de la sección crítica. Sin embargo, en el caso de mallas tupidas con alambres más gruesos se requiere una franja más ancha, especificándose además una longitud de desarrollo mínima para este caso.

H-12.2.2 Acero de refuerzo en compresión

H-12.2.2.1 Barras con resaltes

El efecto debilitante de las fisuras debidas a la tracción por flexión no están presente en el refuerzo comprimido y usualmente el contacto extremo de las barras sobre el concreto es beneficioso. Por ello se han especificado longitudes básicas de transferencia de tensiones L_{db} más cortas para compresión que para tracción. La longitud de transferencia puede reducirse en un 25 % cuando el acero de refuerzo está encerrado por zunchos o estribos. Se permite la reducción de la longitud de transferencia cuando se suministra acero en exceso al requerido.

H-12.2.3 Acero de refuerzo en flexión

Las secciones críticas para una viga continua típica se indican con una "c" o una "x" en la Figura H-12.2.3.a Para carga uniforme el acero de refuerzo positivo que se prolonga dentro del apoyo es más susceptible de ser

controlada por los requisitos de la Subsección 12.2.3.1 que por los de la longitud de transferencia medida desde la sección de momento máximo o de interrupción del refuerzo.

Los diagramas de momentos usados en el diseño son aproximados porque pueden ocurrir desplazamientos en la ubicación de los momentos máximos debido a variaciones en las cargas, asentamientos de apoyos, cargas laterales u otras causas. Una fisura de tracción diagonal en un miembro sin estribos solicitados a flexión, puede desplazar la ubicación de la tensión de tracción calculada aproximadamente a una distancia igual a la altura útil, d , hacia el punto de momento cero. Este efecto es de menor importancia cuando hay estribos, pero sigue existiendo. Para considerar los desplazamientos de las secciones de momento máximo, esta Norma requiere la prolongación del acero de refuerzo a una distancia d o $12d_b$, más allá de la sección en la cual éstas son teóricamente innecesarias para resistir flexión, excepto en los casos indicados. En la Figura H-12.2.3.a se ilustra la posición de los puntos de interrupción del acero de refuerzo que satisfacen este requisito. Cuando se usan barras de diferentes diámetros, la prolongación depende del diámetro de la barra que se interrumpe.

Cuando en las zonas traccionadas se interrumpen o doblan barras se originan tensiones máximas en las barras restantes. En la Figura H-12.2.3.a, se emplea la marca "x" para indicar los puntos de tensiones máximas que se originan en las barras que continúan después que se interrumpió parte de éstas. Cuando las barras se cortan de acuerdo al diagrama de momentos, estas tensiones máximas alcanzan el valor de cedencia f_y , lo que requiere la prolongación L_d como se ha indicado. Esta prolongación puede exceder el largo requerido por flexión.

Hay evidencias de que se reduce la resistencia al corte y se pierde ductilidad cuando el acero de refuerzo se interrumpe en una zona de tracción. Consecuentemente, esta Norma no permite la interrupción del acero de refuerzo en las zonas traccionadas, a menos que se satisfagan condiciones especiales. En general, cuando alguno de los aceros de refuerzo se interrumpe en una zona traccionada, tienden a formarse prematuramente fisuras por flexión. Cuando tanto las tensiones en el acero de refuerzo que continua como la resistencia al corte están próximos a sus valores límites, las fisuras de tracción diagonal tienden a desarrollarse anticipadamente a partir de estas fisuras por flexión. Por lo tanto las fisuras diagonales tienen menos probabilidades de formarse cuando las tensiones cortantes y en el acero de refuerzo son bajas y se dispone el acero de refuerzo transversal con poca separación entre sí (Sección 12.2.3, acápites a, b y c). No se necesita aplicar estos requisitos a los empalmes en tracción cubiertos por las Secciones 12.2.1 y 12.3.1.

En las ménsulas, los miembros de altura variable y otros similares donde las tensiones del acero f_s no disminuyen linealmente en proporción a un momento decreciente, requieren consideraciones especiales para la longitud de transferencia del acero de refuerzo por flexión. Para la ménsula mostrada en la Figura H-12.2.3.b, la tensión en el acero de refuerzo en el estado de agotamiento resistente es casi constante y aproximadamente igual a f_y , desde la cara del apoyo hasta el punto de aplicación de la carga. En este caso, la longitud de transferencia del acero de refuerzo por flexión depende principalmente del anclaje colocado en el extremo cargado. El Comité ACI 408 ha sugerido la soldadura de una barra transversal de igual diámetro, como un medio para proporcionar un anclaje efectivo. Un gancho extremo en el plano vertical, con el diámetro mínimo del doblez, no es totalmente efectivo porque cerca de las cargas aplicadas en la proximidad de las esquinas el concreto se comportará como concreto simple o no reforzado. Para el caso de ménsulas anchas (perpendicularmente al plano de la figura) y cargas que no se aplican cerca de las esquinas, las barras en forma de U en un plano horizontal proporcionan ganchos extremos efectivos.

H-12.2.3.1 Aceros de refuerzo longitudinal para momentos positivos

Una parte del acero de refuerzo por momentos positivos deberá prolongarse hacia y dentro del apoyo, a lo largo del mismo borde del miembro, para tomar en cuenta el efecto de alguna de variación de los momentos no contemplados en los cálculos.

Cuando un miembro solicitado por flexión es parte del sistema resistente a cargas laterales, se puede producir una inversión de los momentos en los apoyos debido a solicitaciones mayores a las previstas en el proyecto, por lo que algo del refuerzo positivo debe estar bien anclado dentro del apoyo. Este anclaje debe asegurar una respuesta dúctil en el caso de solicitaciones excepcionales, como las originadas por explosiones o sismos. Para lograr esta ductilidad no basta con emplear más acero de refuerzo trabajando a tensiones más bajas porque el requisito de anclaje total no se aplica al refuerzo en exceso al que se coloque en el apoyo.

En los extremos simplemente apoyados y en los puntos de inflexión, identificados con "P.I." en la Figura H-12.4, el diámetro del acero de refuerzo positivo debe ser lo suficientemente pequeño como para que la longitud de transferencia L_d calculada no exceda el valor $L_a + M_n / V_u$ o $L_a + 1,3 M_n / V_u$ para el caso de

condiciones favorables de apoyo. La Figura H-12.4 ilustra este requisito cuando no se utilizan los ganchos estándar o un anclaje mecánico equivalente.

En el punto de inflexión el valor de L_a no debe exceder el valor real de la prolongación de la barra más allá del mismo. La parte de la longitud disponible correspondiente al valor M_n/V_u es una cantidad teórica que no está asociada generalmente a un punto donde hay una tensión máxima evidente; y M_n es el momento resistente teórico de la sección.

La longitud M_n/V_u corresponde a la longitud de transferencia para la barra de mayor diámetro obtenida de la ecuación de flexión por adherencia anteriormente usada, es decir $\Sigma_o = V / u jd$, donde u , es la tensión de adherencia y jd el brazo mecánico. En el Código ACI 318-71 estos requisitos de anclaje se redujeron en relación a los Códigos anteriores, tomando en consideración la longitud del anclaje extremo que se dispone en L_a , e incluyendo un aumento del 30% para el valor M_n/V_u cuando los extremos del acero de refuerzo está confinado por una reacción que produce compresión.

El valor de L_a en los puntos de inflexión está limitado a la altura útil d del miembro o 12 veces el diámetro del acero de refuerzo, $12d_b$, el que sea mayor. La Figura H-12.4 ilustra este requisito en los puntos de inflexión. La limitación para L_a se agregó porque no se disponen de ensayos que demuestren que una gran longitud más allá del punto de inflexión será totalmente efectiva para desarrollar la capacidad de la barra que dispone de una corta distancia entre el punto de inflexión y el punto de máxima tensión.

H-12.2.3.2 Aceros de refuerzo longitudinal para momentos negativos

La Figura H-12.2.3.a y b, ilustran como satisfacer los requisitos de anclaje del acero de refuerzo en tracción más allá de la cara del apoyo. Para el anclaje del acero de refuerzo con ganchos, véase la Sección H-12.2.1.

Los requisitos de la presente Subsección pueden exceder a los de la Sección 12.2.3, como se discutió en la Sección H-12.2.3, en todo caso, rige la más estricta de las dos disposiciones.

H-12.3 EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

Debido a que cada extremo de un empalme introduce concentraciones de tensiones que tienden a originar fisuras prematuramente, las longitudes de transferencia para los empalmes Clase B y Clase C son más largas que las longitudes de transferencia L_d . Se limita la anchura del miembro o la separación transversal de los empalmes por solape, para que haya un área mínima de concreto entre los empalmes adyacentes a fin de lograr un anclaje total.

a. Empalmes por solape

Para tener ductilidad, los empalmes por solape deben ser adecuados para desarrollar tensiones mayores que la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo. En caso contrario, el miembro puede fallar por el empalme cuando se alcanza la resistencia cedente especificada del refuerzo. Las longitudes de solape especificadas de esta Norma han sido establecidas para satisfacer estos requisitos de ductilidad.

b. Empalmes por acción mecánica

La longitud de transferencia de una barra consiste de la suma de todas las partes que contribuyan al anclaje. Cuando el anclaje mecánico no sea suficiente para suministrar la longitud de transferencia, la longitud adicional debe suministrarse prolongando la barra entre el anclaje mecánico y la sección crítica.

Se requiere que la conexión mecánica también desarrolle un 125% de la resistencia cedente especificada, en tracción o compresión por las mismas razones que se discuten para los empalmes soldados.

c. Empalmes por soldaduras

Esta Norma requiere que todas las soldaduras del acero de refuerzo cumplan con la Norma AWS D1.4 Structural Welding Code – Reinforcing Steel, de la Sociedad Americana de la Soldadura.

Un empalme totalmente soldado es aplicable principalmente a las barras de grandes diámetros (No. 6 y mayores) en miembros principales. El requisito de resistencia en tracción del 1,25 de la resistencia cedente especificada asegurará una buena soldadura, adecuada también para compresión. Es deseable que los empalmes sean capaces de desarrollar la resistencia de agotamiento de las barras solapadas, pero limitaciones prácticas hacen difícil el logro de esta condición ideal. La tensión máxima del acero de refuerzo empleada en el diseño, según esta Norma, es la resistencia cedente especificada, por lo que para asegurar la suficiente resistencia de los empalmes de manera que se pueda alcanzar la cedencia en los miembros y evitar fallas frágiles, se seleccionó un incremento del 25% de la resistencia cedente especificada, que es a la vez un mínimo adecuado para la seguridad y un máximo posible por razones económicas.

H-12.3.1 Empalmes solicitados por tracción

H-12.3.1.1 Barras y alambres con resaltes

La resistencia de los empalmes de las mallas electrosoldadas de alambres lisos depende primordialmente del anclaje que se obtiene de los alambres transversales en lugar de la longitud de los alambres dentro del empalme. Por esta razón el solape se especifica en función de la ubicación de los alambres transversales, en vez de emplear diámetros o longitudes. Los 5 cm de solape adicionales requeridos sirven para garantizar la superposición de los alambres transversales y dar un espacio suficiente para una satisfactoria consolidación del concreto entre los mismo. La investigación ha demostrado que se requiere una longitud de solape mayor cuando se solapan mallas tupidas de alambres gruesos, además del mínimo absoluto de 15 cm. La longitud de transferencia L_d corresponde a la calculada según la Subsección 12.2.1.2 sin considerar el mínimo 15 cm.

H-12.3.2 Empalme por solape de barras con resaltes solicitadas a compresión

Las investigaciones sobre adherencia se refieren primordialmente al refuerzo solicitado en tracción. El comportamiento en adherencia de las barras comprimidas no están afectada por el problema de la formación de fisuras en tracción, y por ello los empalmes en compresión no requieren disposiciones tan estrictas como las especificadas para los empalmes en tracción.

Los ensayos han demostrado que la resistencia de los empalmes es compresión depende considerablemente del contacto en los extremos y por lo tanto no aumenta proporcionalmente con la longitud del empalme.

H-12.3.2.3 Empalmes en apoyos extremos

La experiencia con empalmes por contacto en los extremos ha sido casi exclusivamente con barras verticales de las columnas. Si las barras están inclinadas con respecto a la vertical, se requiere especial cuidado para asegurar que se pueda lograr y mantener el contacto a tope.

Las tolerancias están basadas en ensayos de miembros a escala natural con barras No. 18. El requisito de usar refuerzo transversal asegura una resistencia mínima al corte en las secciones que contienen empalmes a tope.

H-12.3.2.4 Requisitos especiales para empalmes de columnas

En las columnas solicitadas a flexocompresión pueden ocurrir tensiones de tracción en una cara a la columna, por lo que se exige el empleo de empalmes a tracción o que se garantice una resistencia adecuada para estas tensiones.

H-12.4 ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO

H-12.4.1 Anclaje del acero de refuerzo longitudinal

En la Figura H-12.4.1.1 se detallan los ganchos de anclaje del acero de refuerzo.

H-12.4.1.1 Longitud de anclaje para barras traccionadas

Las disposiciones sobre anclajes del acero de refuerzo con ganchos fueron revisadas extensamente en la edición del Código ACI 318-83. La investigación de las fallas que pueden presentarse en los anclajes de las barras con ganchos indica que la causa primaria son las grietas que se forman en el recubrimiento en el plano del gancho debidas a las altas concentraciones de tensiones en dicha zona. Por lo tanto la longitud de transferencia de los ganchos es función directa del diámetro de la barra d_b , el cual controla la magnitud de las tensiones de compresión en el interior del gancho.

Se define L_{dh} , como la longitud total de transferencia de barras con ganchos, y se mide desde la sección crítica hasta el borde exterior del gancho, como se indica en la Figura H-12.4.1.1(a) Esta longitud se modificará cuando se aplican los factores indicados en la Tabla 12.2.2. El factor correspondiente a un exceso del área de refuerzo solo es aplicable donde el anclaje o la longitud de transferencia no se requiere en forma específica para alcanzar la resistencia cedente especificada f_y . Además no se hace distinción entre el acero de refuerzo del lecho superior con los otros, por cuanto esto es difícil en las barras con gancho. Se especifica un valor mínimo de L_{dh} para prevenir fallas por extracción directa cuando el gancho está ubicado muy cerca de la sección crítica. Los ganchos no pueden considerarse efectivos en compresión.

Los ganchos tienden a provocar la falla por fisuración del concreto, especialmente cuando el recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) como el recubrimiento superior o inferior (en el plano del gancho) son pequeños. Por tanto, cuando el recubrimiento es pequeño, es esencial confinar la zona de anclaje por estribos o ligaduras, y en especial, cuando hay que desarrollar la resistencia cedente especificada de las barras considerados. Las Figuras H-12.4.1.1 (a) y (b) ilustran, respectivamente, los casos 2 i) y 2ii) de la Tabla 12.4.

Algunos casos típicos donde los ganchos pueden requerir ligaduras o estribos de confinamiento se presentan en los extremos de las vigas simplemente apoyadas, en los extremos libres de las ménsulas, y en los extremos de los miembros que concurren y terminan en un nodo. En contraste, no se requieren las ligaduras o estribos cuando las tensiones calculadas en la barra son tan bajo que no se necesita gancho para su anclaje. Véase la Subsección H-12.4.1.3.

H-12.4.1.2 Anclajes mecánicos

Los fabricantes de dispositivos de aplicación estructural están obligados a prestar la debida asesoría técnica al profesional que los especifica, así como a suministrar las muestras, catálogos y cualquier información que permitan respaldar y documentar la decisión del Ingeniero Estructural.

H-12.4.1.3 Longitud de anclaje en el extremo discontinuo del miembro

En los extremos discontinuos de losas o placas, cuando el concreto confina la zona de anclaje perpendicularmente al plano del gancho, no son aplicables los factores de la Tabla 12.4, acápite 2. Véase la Figura H-12.4.1.3.

H-12.4.2 Anclaje del acero de refuerzo transversal

Los estribos deben colocarse tan cerca de la cara comprimida del miembro cuanto sea posible, pues las fisuras debidas a la tracción por flexión penetran profundamente cuando el miembro se aproxima a su agotamiento resistente.

PARTE H-5 MIEMBROS O SISTEMAS ESTRUCTURALES

CAPÍTULO H-13 PLACAS

H-13.1 ALCANCE

Los principios fundamentales de diseño contenidos en este Capítulo son aplicables a cualquier sistema estructural bidimensional plano sometido a cargas perpendiculares a su plano. Sin embargo, algunas de las disposiciones especificadas limitan su aplicación a los sistemas descritos en el Artículo 13.1. Estos sistemas incluyen las placas macizas armadas en más de una dirección, con o sin ábacos, soportadas por columnas, vigas o muros, y las placas nervadas en más de una dirección, con o sin relleno entre los nervios.

Esta Norma permite al Ingeniero Estructural diseñar las placas reforzadas en más de una dirección empleando cualquier método de cálculo que satisfaga los principios básicos del análisis estructural, (equilibrio estático y compatibilidad geométrica), con tal que demuestre que se satisfacen los criterios de seguridad y de comportamiento en las condiciones de servicio establecidas en esta Norma.

El diseño de placas puede basarse en métodos clásicos de análisis elástico; en métodos numéricos utilizando elementos finitos o retículos, métodos de líneas de rotura o en alguna combinación de tales métodos.

Se excluyen las losas reforzadas en una dirección, macizas o nervadas, las cuales se rigen por los Capítulos 10 y 11, y se excluyen también las placas sobre el terreno (pavimentos) que no transfieran cargas verticales de otra parte de la estructura al subsuelo. Véase el Anexo F de esta Norma y Figura H-13.1

Los paneles rectangulares o cuadrados soportados por vigas de gran rigidez o muros en dos bordes paralelos, se pueden diseñar como miembros armados en una sola dirección. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que hay flexión cilíndrica solamente cuando el panel está uniformemente cargado en la dirección paralela a los bordes portantes y los otros dos son bordes libres.

Bajo cualquier otra condición, existirán momentos en ambas direcciones y deberán tomarse las previsiones del caso para evitar el agrietamiento de la placa y para asegurar la transmisión adecuada de las cargas no uniformes. Véase también el Artículo 8.10. Buena parte de este Capítulo se a las tensiones por flexión. El proyectista debe tener presente que el principal problema relacionado con la seguridad de las placas, es la transferencia de la carga a los apoyos, mediante: flexión, corte y torsión, en las zonas cercanas a las columnas o muros que soportan el sistema. En todos los casos el análisis incluirá el cálculo de los efectos de

flexión, corte y torsión de las zonas cercanas a los apoyos. Los criterios de diseño por corte y torsión en losas se dan en el Capítulo 11.

H-13.2.3 Anchura de placa colaborante

Para construcciones monolíticas o totalmente compuestas, las vigas incluyen parte de la losa como ala. En la Figura H-13.2.3 se dan dos ejemplos de aplicación de esta disposición.

H-13.2.7 Distribución de las cargas variables

El uso de un 75% de la carga variable para analizar las distribuciones más desfavorables de carga tanto para momentos positivos como negativos, se basa en que sus máximos no ocurren simultáneamente y por lo tanto, existe la posibilidad de redistribución de momentos antes de que ocurra una falla.

Este procedimiento permite ciertas tensiones mayores que las normales bajo las placa, no es menor que la correspondiente a una carga máxima mayorada en todos los paneles.

H-13.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

H-13.3.1 Métodos de análisis

Las placas reforzadas en más de una dirección son miembros estructurales altamente hiperestáticos y generalmente tienen una buena capacidad de redistribución de tensiones inelásticas. Por esto se admiten diversos métodos de análisis y diseño que pueden dar lugar a distribuciones del acero de refuerzo que pueden variar de un método a otro. Sin embargo, el proyectista debe tomar en cuenta que el diseño de una placa no termina con el análisis. Por ello cuando utiliza dimensiones que difieren de la práctica usual, debe justificar su uso basándose en la certidumbre de las cargas previstas y la confiabilidad de las solicitaciones calculadas.

Las ayudas de diseño del ACI Design Handbook [ACI SP-17:91] simplifican la aplicación de los métodos de diseño directo y del pórtico equivalente del Capítulo 13 del ACI 318-05, no incluidos en esta Norma.

H-13.4 ACERO DE REFUERZO

H-13.4.1 Disposiciones generales

El requisito de separación centro a centro de las barras a una distancia no mayor de dos veces el espesor de la placa, solo aplica al refuerzo de placas macizas y no al refuerzo de nervios, con ello se asegura una resistencia en las dos direcciones, reducir el agrietamiento y cumple la previsión de poder transmitir cargas concentradas en áreas pequeñas.

H-13.4.2 Aceros de refuerzo perpendiculares a los bordes discontinuos

Los momentos flectores en una placa, en la vecindad de una viga de borde, pueden variar considerablemente de acuerdo con las condiciones de apoyo y la rigidez torsional de la misma. Cuando esas vigas están empotradas en un muro, la condición de apoyo de la placa puede acercarse a un empotramiento perfecto. Sin ese muro, la placa se acerca a la condición de simplemente apoyada, función de la rigidez torsional de la viga de borde. Las disposiciones de esta Sección cubren las incertidumbres en los momentos flectores para este tipo de apoyo.

H-13.4.3 Acero de refuerzo en las esquinas exteriores de placas con vigas

En las placas apoyadas sobre muros o vigas relativamente rígidas, se pueden producir grietas cerca de las esquinas, en la dirección de su bisectriz en la superficie inferior y perpendicular a esta dirección en la superficie superior. En esta Sección se especifica el acero de refuerzo mínimo requerido para reducir este posible fisuración.

Se hace una distinción entre placas diseñadas por métodos de análisis elásticos y placas diseñadas por el método de líneas de rotura, ya que para estas últimas los aceros de refuerzo de los lechos superiores de las esquinas calculadas sobre la base del momento máximo positivo mayorado resultarán excesivas.

H-13.4.4 Detallado del acero de refuerzo en placas sin vigas

Esta Sección se refiere a la transferencia de momentos flectores de una columna a una placa sin vigas. Estos momentos flectores pueden provenir de cargas laterales, de cargas verticales excéntricas, o de luces desiguales a los lados de la columna; parte de este momento es transferido por una excentricidad de la reacción vertical de la columna, que se traduce en tensiones de corte variables en placas alrededor de la misma, los cuales son tratadas en el Artículo 11.10 de esta Norma. El resto del momento produce flexión local en la zona de la placa cerca de la columna.

La experiencia y los ensayos han indicado que el acero de refuerzo requerido para resistir este momento deben disponerse en una franja limitada, a ambos lados de las caras de la columna, por líneas situadas a una distancia igual a 1,5 veces el espesor de la placa o ábaco.

El diseño y la disposición del acero de refuerzo que transfiere el momento flector de una placa a una columna de borde son de importancia crítica en el comportamiento y seguridad de las placas, especialmente en voladizos y en placas sin vigas de borde. Es importante que en los planos se indiquen los detalles pertinentes, tales como armaduras adicionales, concentración de armadura en las columnas y detalles de anclajes. Véase la Figura H-13.1.

H-13.5 ABERTURAS EN PLACAS

Véase la Sección 11.9.5 y su Comentario

CAPÍTULO H-14 MUROS ESTRUCTURALES

H-14.1 ALCANCE

Este Capítulo ha sido reescrito totalmente, con diferencias notables con respecto al ACI 318-05 y la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1753-85, cumpliendo una de los planteamientos de la desaparecida Comisión de Normas del MINDUR, de eliminar el método empírico del Capítulo 14 del ACI para dar paso a métodos más rigurosos. Con respecto al Código ACI 318-05, de su Capítulo 14 sólo se rescataron las recomendaciones sobre el acero de refuerzo para muros con Nivel de Diseño ND1 con las modificaciones que más adelante se indican.

Para mantener la consistencia entre la reducción de las fuerzas sísmicas y el correspondiente detallado, solo se consideran para los muros estructurales los Niveles de Diseño extremos, ND1 y ND3.

H-14.2 REQUISITOS GENERALES

H-14.2.1 Dimensiones

Actualmente se reconoce que una de las variables que determina el comportamiento de los muros es la relación geométrica altura/anchura. Cuando ésta es menor que 1,5 se considera que su comportamiento será predominante por corte. Cuando es mayor que 2, su comportamiento será a flexión. Según el caso, se aplican métodos diferentes de análisis y detallado.

A la luz de las nuevas normas, se considera que los muros se comportan como columnas alargadas que trabajan a flexión; vez de tener doble curvatura por piso como las columnas convencionales tiene una sola curvatura, presentan los mismos problemas de pandeo, sólo se diferencia de las columnas que al detallarlos el acero de refuerzo longitudinal se dispone en los extremos los cuales se conocen como miembros de borde.

Los muros han demostrado que cuando se dispone racionalmente en un arreglo estructural aportan con eficiencia resistencia, rigidez y rentabilidad de espacio. Entre otros aspectos esta racionalidad implica que:

- a. Se distribuyan, en lo posible, con sus direcciones más resistentes en igual número en cada dirección.
- b. Procurar configuraciones simétricas en cada dirección.
- c. Distribuir regularmente en el perímetro de la estructura.
- d. Mantener constante la sección en toda la altura.
- e. Evitar discontinuidades geométricas sobre todo en los pisos inferiores donde la demanda de rigidez, resistencia y disipación de energía es mayor.

El sismo de Caracas del año 1967, dejó experiencias sobre el comportamiento de muros, registradas en libros especializados en el tema sismorresistente. Entre ellas puede citarse:

a. El caso del Edificio Plaza, Los Palos Grandes, (zona donde colapsaron varios edificios multifamiliares) diseñado con un sistema resistente a cargas laterales con muros colocados en ambas direcciones. No sufrió daños.

b. Hotel Macuto Sheraton en Caraballeda. Sufrió serios daños en una hilera de columnas del tercer piso. Los muros que formaban parte del sistema resistente a cargas laterales transmitían su carga sísmica a esas columnas formándose una discontinuidad de rigidez y resistencia, que hizo que se produjeran los daños.

Mientras las Normas Venezolanas no incorporen un factor de penalización para las estructuras poco redundantes, podrá estimarse la cantidad mínima de muros por metro cuadrado de planta adoptando experiencias internacionales [Riddell, R., Wood S., and De La Llera, C, 1987]. Estas mismas consideraciones se tuvieron en cuenta en el Comité que discutió la Norma NCh433.Of96, según consta en el Comentario de ésta. [INN,1993]:

a. El objetivo fundamental que se ha pretendido alcanzar con las nuevas disposiciones de la norma NCh433 es el de aprovechar la experiencia chilena en el diseño y construcción sismorresistente.

b. La alta rigidez de los edificios chilenos es característica de los edificios de hormigón armado estructurados con muros.

c. Ara proporciones de áreas de muros relativas al área de la planta del orden del 2% al 3% en cada dirección, no es difícil mantener los desplazamientos horizontales relativos máximos entre pisos sucesivos dentro de límites estrechos y lograr que las tensiones por corte y por flexo-compresión de los muros tengan valores moderadamente bajos, no siendo necesario recurrir a los pesados refuerzos de borde que se exigen a los muros en otros países.

d. La alta rigidez no es una cualidad exclusiva de los edificios chilenos estructurados con muros. Ella también es característica de los pocos edificios chilenos estructurados con pórticos, debido al control de la deformación e entrepiso mencionada y al valor mínimo que ha regido para la tensión basal.

H-14.2.4 Fundación de los muros

No se permiten columnas discontinuas sobre placas ni muros discontinuos sobre vigas, aún cuando no formen parte del sistema resistente a sismos.

H-14.3 CRITERIOS DE DISEÑO

El diseño de muros de esta Norma es algo más elaborado que el de la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1753-87, no obstante responde a una mejor idea sobre el comportamiento esperado de estos miembros y permite alcanzar valores admisibles de resistencia con menor cantidad de acero de refuerzo. El diseño y detallado ordenado de los muros estructurales consta de los siguientes pasos:

a. Determinación de los casos en los que se necesitan o no los miembros de borde, en función de la geometría del muro y las solicitaciones que actúan en él.

b. Determinación de la sección del muro:

1. espesor, considerando los efectos de esbeltez
2. la anchura aproximada, de acuerdo a la carga axial actuante.

c. Privilegio del trabajo a flexión obligando a que la carga de diseño actuante sea menor que el 35% de la resistencia teórica a carga axial pura (excentricidad cero).

d. Cálculo del acero de refuerzo longitudinal como una columna, pero con una distribución en toda la anchura del muro y un porcentaje no inferior al 50% que debe colocarse en los miembros de borde.

e. Indicación de las distancias de confinamiento del refuerzo longitudinal medidas desde cada borde, en función del valor **c** (distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro). Ver Figura H-14.3.

f. El acero de refuerzo transversal de los miembros de borde se calculará como el acero transversal de confinamiento de las columnas

H-14.3.2 Acero de refuerzo

Para la determinación del acero de refuerzo pueden usarse los algoritmos del Manual de Columnas [Marín, J y Güell, A., 1984] porque toma en cuenta el acero del alma, sin dejar de colocar lo considerado en el acápite 4 del Artículo 14.3.

H-14.3.3 Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos

Las secciones de los muros serán diseñados por carga axial y momentos de acuerdo a procedimientos usados para columnas. Todo el acero de refuerzo vertical distribuido a lo largo de la sección del muro contribuirá a la resistencia a la flexión. Véase la Figura H-14.3

H-14.4.2 Acero de refuerzo

La definición de las cuantías de acero adoptadas en esta Sección, resuelve las inconsistencias que se observan con los Capítulos 11 y 21 del Código ACI 318.

H-14.5 MUROS ESTRUCTURALES CON NIVEL DE DISEÑO ND3

H-14.5.1 Resistencia al corte

La resistencia al corte se determina al igual que las ediciones anteriores del Código ACI 318 y la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1753-87.

Las fuerzas de diseño al corte para muros estructurales se obtienen de un análisis de cargas laterales con los factores de mayoración apropiados. Sin embargo el proyectista debe considerar la posibilidad de alcanzar la cedencia en componentes de tales estructuras, tal como ocurriría en una fracción del muro entre dos aberturas, en cuyo caso el corte actuante puede exceder el corte indicado en el análisis.

La ecuación (14-5) toma en consideración que los muros con una relación corte-momento elevada tienen una resistencia al corte más alta. La resistencia al corte teórica se da en términos del área neta de la sección que resiste corte. Para una sección rectangular sin aberturas, el término A_{cv} se refiere al área total de la sección transversal en lugar del producto ancho por la altura efectiva. La definición de A_{cv} en la ecuación (14-5) facilita los cálculos para muros que tengan refuerzos uniformemente distribuidos y muros con aberturas.

Un segmento de muro es una parte de este limitado por aberturas o por una abertura en un borde. La relación h_w/L_w puede estar referida a las dimensiones totales del muro o de un segmento. La intención de esta Sección, es asegurar que a ningún segmento de un muro se le asigne una resistencia unitaria mayor que la que tiene la sección total del muro. Sin embargo un segmento de muro con una relación h_w/L_w más elevada que la de la totalidad del muro deberá diseñarse para una resistencia unitaria propia del segmento en cuestión.

Para limitar la fisuración inclinada en una forma eficiente el refuerzo incluido en ρ_n y ρ_v deben quedar debidamente distribuidos a lo largo y a lo alto del muro (véase la Sección 18.4.6). El refuerzo dispuesto cerca de los bordes del muro en proporciones concentradas tiene por finalidad resistir los momentos flectores y no debe incluirse en ρ_n y ρ_v . Dentro de los límites prácticos la distribución del refuerzo a corte debe ser uniforme y en separaciones pequeñas.

Cuando la fuerza de corte mayorada en un cierto nivel de la estructura es resistida por varios muros o segmentos de muros, la resistencia al corte unitario promedio supuesto para toda el área de la sección transversal disponible se limita a $2,12 \sqrt{f'_c}$, con el requisito adicional que la resistencia al corte unitaria en un segmento aislado no exceda $2,65 \sqrt{f'_c}$. El límite superior de la resistencia a asignar a un miembro cualquiera se impone para limitar el grado de redistribución de la fuerza de corte.

Los "segmentos horizontales de muro" tratados en esta Sección, se refieren a secciones de muros entre dos aberturas verticales alineadas. De hecho es un segmento vertical rotado 90° . Un segmento de muro horizontal también puede referirse como viga de acoplamiento cuando las aberturas se encuentran alineadas verticalmente a lo alto del edificio.

Para el cálculo de la resistencia al corte en muros, el SEAOC [1999] propone:

- a. Cuando el muro forma parte de un arreglo estructural de muros acoplados; $\phi = 0,85$
- b. Suministrar resistencia a corte en exceso al correspondiente corte que se desarrolla de la resistencia a flexión del muro.

Como mínimo ϕV_n debe resistir $(M_n/M_u)(\omega_v)V_u$, donde, (M_n/M_u) es la relación entre el momento teórico determinado con el acero de refuerzo vertical colocado y el momento mayorado; ω_v es un factor de amplificación dinámica, según [Paulay, T. y Priestley, M.J.N.;1992].

H-14.5.3 Diseño por flexión o combinaciones de carga axial y momentos

El límite de la fuerza axial $0,35N_o$, es una aproximación del punto balanceado del diagrama N-M de una columna. Por debajo de este valor el acero de refuerzo alcanza la cedencia antes que la deformación a compresión del concreto alcance su deformación máxima de $\epsilon_{cu} = 0,003$. Cuando la carga axial excede este límite, puede ocurrir un modo de falla frágil en el concreto, cuando no esté confinado. El confinamiento es similar al requerido para las columnas cuando es necesario dotarlas de capacidad de deformación inelástica. El objetivo de la limitación $N_u < 0,35N_o$ es que las secciones de los muros estén controladas más por flexión que por compresión.

H-14.6 MIEMBROS DE BORDE

H-14.6.1 Muros sin miembros de borde

Los requisitos de la Tabla 14.6 [UBC, 1997], es una manera simple de evaluar la necesidad de miembros de bordes en el muro o segmento del mismo. Este criterio sustituye al de la Venezolana 1753-87 en la que se fijaba un límite de tensiones en los extremos de la sección del muro mayor que $0,2 f'_c$ para poder diseñar los miembros de borde. Los requisitos de la Tabla 14.6, $M_u / (V_u L_w) \leq 1,0$ ó $V_u \leq 0,79 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ y $M_u / (V_u L_w) \leq 3,0$ para sección simétricas o no, son condiciones más realistas para determinar aproximadamente cuando la sección del muro solicitada por acciones sísmicas puede sufrir deformaciones más allá de $\epsilon_{cu} = 0,003$.

No obstante, en los muros sin miembros de borde:

- a. Las cargas cíclicas reversibles pueden conducir a pandeo en los refuerzos verticales de los miembros de borde, aún cuando según la Tabla 14.6 no son requeridos. Para los muros con una cantidad moderada de refuerzo vertical, deberá colocarse refuerzo transversal para inhibir el pandeo. Véase la Figura H-14.6.1
- b. El agregar en los extremos de los miembros de borde ligaduras en forma de U que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal: i) mejora el anclaje de estos refuerzos y los hace más efectivos para resistir las fuerzas de corte, y ii) impide el pandeo del acero de refuerzo vertical.

Los empalmes serán Clase B a tracción, y deben sobrepasar la zona de confinamiento.

H-14.6.2 Muros con miembros de borde

La longitud del elemento de borde se basa en la referencia [UBC, 1997].

Las limitaciones dimensionales en el espesor están basada en las referencias [NZS 3101:1995 y Paulay, T., y Priestley, M.J.N.;1992]. Paulay y Park,1972 indican que en la región de rótula plástica de muros dúctiles puede producirse un pandeo potencial fuera del plano después que los miembros de borde han sido solicitados por grandes deformaciones inelásticas. Debido a las fuerzas sísmicas reversibles, amplias grietas formadas previamente, se cierran antes que la rigidez a flexión, necesaria para la estabilidad del miembro, pueda restaurarse. En esta situación, se ha observado pandeo fuera del plano, como resultado del cierre desigual de las grietas.

Los parámetros principales que afectan la estabilidad del muro bajo tales circunstancias son:

- a. La deformación máxima a tracción del acero indicada por la demanda de ductilidad por curvatura.
- b. El espesor de los miembros de borde del muro.
- c. El arreglo del acero de refuerzo del muro, en una o dos capa.

d. La cuantía del acero de refuerzo principal presente en los miembros de borde; a medida que, ρ_L , se incrementa, se retrasa el cierre de las grietas formadas previamente.

H-14.7 DINTELES DE ACOPLAMIENTO

H-14.7.1 Requisitos generales

Los dinteles de acoplamiento que conectan los muros estructurales proveen resistencia y capacidad de disipación de energía. Los dinteles de acoplamiento pueden ser controlados por corte y pueden ser susceptibles a deteriorarse por rigidez y resistencia cuando son solicitados por acciones sísmicas. Los ensayos han demostrado que dinteles de acoplamiento diseñados con acero de refuerzos dispuestos diagonalmente tienen una resistencia adecuada. Estos refuerzos diagonales se colocaran siempre que $L_n/d < 4$ y con una fuerza cortante mayorada $V_u > 1,06 b_w d \sqrt{f'_c}$. Véase la Figura H-14.7.

H-14.7.2 Acero de refuerzo en los dinteles de acoplamiento

El acero de refuerzo diagonal en los dinteles de acoplamiento, consiste en dos jaulas formados por cuatro barras longitudinales arriostradas por refuerzo transversal que confinan un núcleo. Ver Figura H-14.7.2, en ella se muestra cada uno de los aceros de refuerzo que conforman el detallado del dintel, siendo coherente con los criterios expresados en las referencias Park, R., y Paulay, T., [1972] y SEAOC [1999]. Tanto los requisitos de dimensionamiento de la jaula como su núcleo confinado son para que la sección del dintel tenga adecuada estabilidad cuando el refuerzo longitudinal está solicitado más allá de la cedencia. Las dimensiones mínimas y el refuerzo requerido del dintel de acoplamiento pueden controlar el ancho de muro estructural.

Cuando los dinteles no forman parte del sistema resistente a cargas laterales, los requisitos de refuerzos diagonales pueden ser obviados. Estos dinteles puede ser permitidos en zonas donde el daño de ellos no afecta la capacidad de soporte de la estructura o la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones con ella.

Los ensayos han demostrado que dinteles de acoplamiento diseñados con refuerzo diagonal tienen adecuada ductilidad cuando las fuerzas de corte nos menores al límite $2,65 b_w d \sqrt{f'_c}$ dado en la Sección 14.7.2.

Acero de refuerzo ortogonal que se coloca en el alma del dintel será el mínimo necesario para controlar la figuración en condiciones de servicio y prevenir el disgregación de las partículas de concreto triturado después de un sismo severo.

CAPÍTULO H-15 FUNDACIONES

H-15.1 ALCANCE

Para el proyecto y construcción de sistemas de fundación, muros de contención y otras obras de infraestructura, se requiere información fundamentada en estudios de suelos. En general, estos deben cubrir los siguientes aspectos:

- a. Descripción topográfica, geológica y estratigráfica del sitio.
- b. Descripción del procedimiento de exploración y características del suelo.
- c. Ensayos de laboratorio: propiedades físicas, propiedades dinámicas, permeabilidad, compresibilidad/consolidación.
- d. Documentación con los resultados de perforaciones y de los ensayos de laboratorio. Ubicación de perforaciones: Pruebas SPT, EPT, Veletz.
- e. Descripción del material.
- f. Nivel freático, permeabilidades, drenajes y eventuales riesgos hidrológicos.
- g. Recomendaciones sobre el tipo o sistema de fundación.
- h. Conclusiones de comportamiento limite:
- i. Capacidad de carga o tensiones límites;
- j. Condiciones que limitan la resistencia, deformación y estabilidad.

- k. Presiones de tierra sobre muros.
- l. Llamada de atención sobre problemas de asentamientos probables, estabilidad y problemas especiales de tipo constructivo.
- m. Clasificación del sitio según la Norma Venezolana 1756, preferentemente fundamentado en información geofísica.
- n. Pruebas de carga para determinar capacidad y módulos elásticos, cuando así se requiera.
- o. Datos geológicos para determinar las propiedades dinámicas del suelo y profundidad de lecho rocoso. Materiales suprayacentes.
- p. Estudios adicionales requeridos.

Esta Sección establece que las zapatas y cabezales de pilotes sean diseñados para soportar las cargas mayoradas y las correspondientes reacciones inducidas en el suelo. Solamente necesitan transferirse a la zapata o cabezal los momentos calculados en la base de la columna (o pedestal), ya que para el diseño de las fundaciones no es necesario considerar las excentricidades mínimas por esbeltez, que se dan en la Sección 10.6.

El área de una zapata o el número y disposición de los pilotes, se establece después que se haya determinado la presión admisible sobre el suelo o la carga admisible para los pilotes, con base en las cargas de servicio (CP, CV, L, W, S, etc.) combinadas en la forma más desfavorable y sin aplicar los factores de mayoración de carga.

En los casos en que se deban considerar cargas excéntricas o momentos, la presión máxima sobre el suelo o la reacción máxima sobre los pilotes debe estar dentro de los valores admisibles. Similarmente, las reacciones resultantes de las cargas de servicio combinadas con los momentos y/o cortes causados por cargas de viento o sismo, no deben exceder los valores admisibles que permiten las normas respectivas, para la presión sobre el suelo o capacidad de los pilotes.

Para diseñar una zapata o cabezal de pilotes debe determinarse la presión de contacto sobre el suelo o la reacción del pilote debida a las cargas aplicadas "mayoradas" (véase el Artículo 8.2). Para una zapata aislada cargada concéntricamente, la presión del suelo q_s debida a la carga mayorada es $q_s = U/A_f$: donde U es la carga concéntrica mayorada a ser resistida por la zapata, y A_f es el área de la zapata que se determinó con anterioridad usando las cargas no mayoradas y la presión admisible del suelo.

H-15.2 ESTADOS LÍMITES

El diseño y verificación de los Estados Límites cumplirá con las combinaciones de solicitaciones y requisitos del Capítulo 9 de esta Norma. En lo que respecta a las acciones sísmicas los requisitos se dan en el Capítulo 11 de la Norma Venezolana 1756-01.

Esta Sección establece que las zapatas y cabezales de pilotes sean diseñados para soportar las cargas mayoradas y las correspondientes reacciones inducidas en el suelo. Solamente necesitan transferirse a la zapata o cabezal los momentos calculados en la base de la columna (o pedestal), ya que para el diseño de las fundaciones no es necesario considerar las excentricidades mínimas por esbeltez, que se dan en la Sección H-10.4.1.

El área de una zapata o el número y disposición de los pilotes, se establece después que se haya determinado la presión admisible sobre el suelo o la carga admisible para los pilotes, con base en las cargas de servicio (CP, CV, L, W, S, etc.) combinadas en la forma más desfavorable y sin aplicar los factores de mayoración de carga.

En los casos en que se deban considerar cargas excéntricas o momentos, la presión máxima sobre el suelo o la reacción máxima sobre los pilotes debe estar dentro de los valores admisibles. Similarmente, las reacciones resultantes de las cargas de servicio combinadas con los momentos y/o cortes causados por cargas de viento o sismo, no deben exceder los valores admisibles que permiten las normas respectivas, para la presión sobre el suelo o capacidad de los pilotes.

H-15.3 MATERIALES

De acuerdo con la Sección 11.4.5 de la Norma Venezolana 1756-01, para el caso de fundaciones directas bajo acciones sísmicas el suelo de fundación puede incrementar las tensiones admisible a valores mayores que los admisibles bajo cargas estáticas.

H-15.4 REQUISITOS GENERALES

H-15.4.1 Investigación geotécnica

Se facilitará al Ingeniero de Suelos la inspección de las obras para confirmar las condiciones del subsuelo y las recomendaciones constructivas del sistema de fundaciones. Cuando la empresa constructora proponga cambios en las consideraciones del diseño geotécnico, éstos deberán ser discutidos y aprobados con el Ingeniero de Suelos.

La investigación incluirá, pero no se limitará a los procedimientos de exploración, muestreo y ensayos del suelo, elaboración de perfiles litológicos, indicando la identificación y clasificación del suelo, características mecánicas, nivel de aguas subterráneas, tipo de fundación y los parámetros del suelo necesarios para su diseño, igualmente podrá recomendar estudios adicionales debido a factores que pudieran afectar la integridad y uso de la edificación, su comportamiento o modelación estructural, su capacidad resistente y las presiones de diseño en fundaciones y muros de sostenimiento, control de fisuración y métodos constructivos.

H-15.4.2 Uniformidad del tipo de fundaciones

En adición a las indicaciones que se dan en esta Sección, el empleo de zapatas y cabezales combinados, y placas de fundación, requiere un análisis cuidadoso de la distribución de las presiones en el suelo o de las reacciones de los pilotes, siempre que sea consistente con el tipo de estructura y las propiedades del suelo, y esté de acuerdo con los principios establecidos en la Mecánica de Suelos. Análogamente, para zapatas y cabezales aislados deben usarse las fuerzas y momentos sin mayorar a nivel de la fundación para definir el área de la base o la distribución de los pilotes para zapatas y cabezales combinados, teniendo en cuenta las presiones permisibles del suelo y las cargas permisibles de los pilotes.

Para el cálculo de los elementos que constituyen las fundaciones se usarán las cargas mayoradas y los factores de minoración de resistencia ϕ pertinentes. En las recomendaciones del Comité ACI 336 y de la Norma Colombiana NSR-98, se dan recomendaciones detalladas para el diseño de zapatas combinadas y placas de fundación.

H-15.4.3 Emplazamiento

Durante la ejecución de las fundaciones se observará:

- a. Limpieza del fondo de excavación y protección contra aguas de lluvias.
- b. Posibilidad de hacer algún mejoramiento del suelo de fundación cuando durante la excavación se observen condiciones desfavorables inesperadas.
- c. Protección del fondo de excavación con base granular y de concreto pobre para lograr una mejor distribución de las tensiones y mejor protección del acero de la base de fundación.

H-15.4.6 Transferencia de fuerzas en las bases de las columnas, muros estructurales o pedestales

De acuerdo con esta Sección, todas las fuerzas y los momentos que actúan en las bases de las columnas deben transmitirse a las zapatas o cabezales. Las fuerzas de tracción serán resistidas exclusivamente por armaduras.

Las tensiones de compresión pueden transmitirse a las zapatas por aplastamiento sobre el concreto. Cuando el área cargada es igual al área del elemento de apoyo, las tensiones permisibles al aplastamiento en el área realmente cargada serán iguales a $0,85 \phi f'_c$, donde $\phi = 0,7$ y f'_c es la resistencia del concreto mas débil de los dos miembros en contacto.

En el caso frecuente de una columna apoyada sobre una zapata de sección mayor, la tensión de aplastamiento deberá verificarse tanto en la base de la columna como en la parte superior de la zapata o cabezal. La tensión permisible de aplastamiento en la columna será normalmente $0,6 f'_c$ de su concreto. Se deberá verificar la resistencia en la parte inferior de la columna, en virtud de que su acero de refuerzo longitudinal no puede considerarse efectivo en la unión, ya que no se puede desarrollar la tensión en el acero sino a cierta distancia por encima de dicha unión, a menos que se coloquen espigas, o las barras se prolonguen dentro de las zapatas o cabezales. La tensión permisible por aplastamiento en las zapatas o cabezales se puede incrementar de acuerdo con el Artículo 10.8 hasta dos veces $0,85 \phi f'_c$, o sea aproximadamente $1,2 f'_c$ del concreto de la zapata. La fuerza de compresión que exceda la desarrollada por la tensión permisible al aplastamiento en el concreto de la parte inferior de la columna, o de la parte superior de

la zapata o cabezal, debe ser transmitida por espigas pernos de anclaje o conectores mecánicos adecuados o por prolongaciones de los refuerzos de la columna. Se pueden aplicar procedimientos similares cuando una columna se apoya sobre un pedestal y cuando un pedestal apoya sobre una zapata o cabezal.

De acuerdo con el acápite **c.** de esta Sección no es necesario que todas las barras de una columna se prolonguen y se anclen en la zapata o cabezal. Sin embargo una cantidad de acero por lo menos igual a $0,005 A$, o un área igual de espigas adecuadamente empalmadas, debe prolongarse dentro de la zapata o cabezal con un anclaje adecuado, donde A es el área total de la sección de la columna. Como mínimo deben usarse 4 barras o espigas y el diámetro de estas últimas no debe exceder en más de 5 mm al de las barras de la columna.

En el acápite **e.**, específicamente se permiten los empalmes por solape de las barras comprimidas de las columnas, N° 14 y N° 18, con las espigas que salen de las zapatas. Las espigas deben ser N° 11 o de diámetro menor. La longitud de solape de las espigas debe satisfacer el más exigente de los dos criterios siguientes:

- a. Ser capaz de transmitir las tensiones a las barras N° 14 y N° 18;
- b. Desarrollar plenamente la resistencia cedente especificada f_y en las espigas.

Lo anterior es una excepción del Artículo 12.3 acápite **a.**, la cual prohíbe empalmes por solapes de barras mayores que la N° 11. Esta excepción es el resultado de muchos años de experiencia satisfactoria con empalmes por solape de estas grandes barras de columnas con espigas de diámetro menor. La restricción en el diámetro de las espigas se debe a las grandes longitudes de anclaje que requieren las barras gruesas y favorece el uso de espigas de menor diámetro, con probables economías en el espesor de las zapatas. Una excepción similar, para empalmes de barras en compresión, es la especificada en la Subsección 12.3.2.4.

El método de corte por fricción del Artículo 11.6 puede usarse para verificar la transmisión de las fuerzas laterales desde la base de una columna a una zapata o cabezal.

H-15.5.4 Momentos flectores en zapatas y cabezales

En esta Sección se define la posición de las secciones críticas en las zapatas y cabezales donde se deben calcular los momentos máximos y las longitudes de transferencia de tensiones del acero de refuerzo para tres casos que se presentan frecuentemente en la práctica.

Cuando se transfieren momentos a los pedestales, zapatas o cabezales, el concreto de la zona comprimida alcanza, bajo condiciones de cargas mayoradas, tensiones de $0,85 f'_c$ por lo que resultan aplicables los requisitos del Artículo 12.12.

H-15.5.4.1 Distribución del acero de refuerzo longitudinal

Esta Subsección difiere de la correspondiente del ACI 318-05, en que el acero de refuerzo se distribuye uniformemente en toda la anchura de la zapata. En las zapatas rectangulares con relación s_1/h ó $s_2/h \leq 5$, pero preferiblemente menor de 3, el acero de refuerzo se distribuirá uniformemente en cada dirección. Las distancias medidas desde la cara de la columna a los bordes de la zapata en la dirección corta y larga, se identifican como s_1 y s_2 , respectivamente; el espesor total de la zapata se designa como h . Cuando se exceden estas relaciones, la fundación debe diseñarse como una fundación elástica [Velásquez, J.M., 1997].

El acero de refuerzo mínimo será el de retracción y temperatura especificada en el Artículo 7.7 cuando las zapatas o cabezales sean asimilables a losas o placas, y en el caso que sean asimilables a vigas el acero de refuerzo mínimo será según el Artículo 10.3.

A pesar de que en estos elementos de fundación los efectos de retracción y temperatura pueden ser pequeños, se considera que el refuerzo mínimo es necesario para que los mismos se comporten como miembros de concreto reforzado.

H-15.5.5 Fuerzas cortantes en zapatas y cabezales

La resistencia al corte de las zapatas y cabezales debe determinarse para la condición más exigente según se establece en el Artículo 11.9. La sección crítica para corte se define desde la cara de la columna, pedestal o muro, excepto para los miembros apoyados sobre planchas de acero.

En el Artículo 11.9 la zapata o pedestal se considera esencialmente como una viga ancha con una sección crítica (fisura potencial) ubicada en un plano que atraviesa todo el ancho del miembro. La Sección 11.9.1 supone una acción en dos direcciones con una sección crítica (fisura potencial) ubicada sobre la superficie de un cono o pirámide truncada. La sección crítica para este caso se toma a una distancia $d/2$ hacia afuera, desde el contorno de la columna, pila o pilote, u otra carga concentrada (véase la Sección 11.9.3).

El cálculo para corte requiere que la presión del suelo se obtenga de las cargas mayoradas y que el diseño esté de acuerdo con las ecuaciones adecuadas del Capítulo 11.

Cuando sea necesario, el corte alrededor de los pilotes individuales puede investigarse de acuerdo con la Sección 11.9.1. Cuando las secciones críticas se interceptan, el perímetro crítico b_o debe tomarse como la envolvente de menor longitud de las secciones críticas individuales, la cual resistirá realmente el corte crítico para el grupo que se considera.

Cuando los pilotes están ubicados dentro de las secciones críticas, distantes d ó $d/2$ a partir de la cara de la columna, es necesario analizar el corte como en las vigas-pared según el Artículo 11.7.

H-15.6 VIGAS DE RIOSTRA

En el diseño de las vigas de riostra del sistema de fundación, deben cumplir los requisitos respecto a las fuerzas axiales que deben resistir las vigas de riostra y las recomendaciones del estudio geotécnico.

Las dimensiones de las vigas de riostra deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, entre las cuales se cuentan las fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y eventuales diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación con posibilidad de ocurrencia de asentamientos. Las vigas de riostra deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20 para estructuras con nivel de diseño ND3, a la luz dividida por 30 para estructura con nivel de diseño ND2 y a la luz dividida por 40 para estructuras con Nivel de Diseño ND1 [Norma NSR-98].

Las vigas de riostra sobre el terreno que enlacen zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe ser capaz de desarrollar f_y por medio de anclaje en la columna exterior del vano final.

Se dispondrán estribos cerrados en toda su longitud, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección ó 30 cm, la que sea menor. Las vigas de riostra que resistan momentos flectores provenientes de columnas deben cumplir los requisitos de separación y cantidad de refuerzo que se establece en el Capítulo 11.

H-15.8 PILOTES Y PILAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL

Conforme a lo dispuesto en el Artículo 1.7, formarán parte de la documentación del proyecto los controles de calidad del concreto en las fundaciones, inspección de daños en pilotes prefabricados, los registros de hincas y control de tensiones que puedan afectar a los pilotes, las juntas en los pilotes, los resultados de las pruebas de cargas que se hayan especificado o acordado, y los informes del Ingeniero de Suelos durante la excavación de las fundaciones o hincas de pilotes.

CAPÍTULO H-16 MIEMBROS COMPUESTOS DE CONCRETO SOLICITADOS A FLEXIÓN

H-16.1 ALCANCE

Este Capítulo establece disposiciones comunes para todos los tipos de miembros compuestos de concreto estructural solicitados a flexión, incluyendo miembros que consisten de partes prefabricadas y otras vaciadas en sitio, miembros vaciados en sitio construidos en dos o más etapas, y cualquier otro miembro estructural cuyo comportamiento dependa de la acción compuesta. En algunos casos, cuando el concreto se vacía totalmente en sitio, puede ser necesario diseñar la superficie de contacto entre los vaciados sucesivos como se exige para los miembros compuestos. Este Capítulo no contempla los miembros estructurales mixtos de acero y concreto solicitados a flexión porque son tratados en la Parte 5 Construcción mixta acero-concreto de la Norma Venezolana 1618-98.

H-16.2 GENERALIDADES

Los ensayos han indicado que la resistencia de los miembros compuestos no se altera por el apuntalamiento o no del primer componente durante el vaciado y curado del segundo componente. Sin embargo debe evitarse la carga prematura de los componentes prefabricados de un miembro compuesto puede causar flechas

excesivas debidas a la fluencia y la retracción, especialmente a edades tempranas del concreto, cuando el contenido de humedad es alto y su resistencia es baja.

La fisuración no debe perjudicar la acción compuesta y el tamaño admisible de las grietas depende de factores tales como el ambiente, la estética y el uso a que están destinados.

La transmisión del corte por adherencia directa es esencial para prevenir las flechas excesivas provenientes del deslizamiento entre los componentes. Los resaltes en la superficie de contacto son un factor mecánico adicional de seguridad, pero solo actúan después que se produce cierto deslizamiento.

H-16.3 APUNTALAMIENTO

Se deben tomar en cuenta las disposiciones de la Sección 9.6.4 en relación a las flechas tanto de los miembros apuntalados como los que no lo están. Previamente al desapuntalamiento deberá verificarse que no se perjudican ni la resistencia ni las características requeridas en el estado límite de servicio.

H-16.5 RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL

Mediante la resistencia al corte horizontal de las superficies en contacto, o por estribos anclados adecuadamente o por una combinación de ambos, se garantizará la transferencia total del corte horizontal entre los componentes de los miembros compuestos. Como la distribución de las tensiones de corte horizontal a lo largo del miembro compuesto refleja la distribución de tensiones en el miembro compuesto, la falla por corte horizontal se iniciará donde éste sea máximo y se propagará a las zonas de menores tensiones. Debido a que la resistencia al deslizamiento entre los concretos en contacto en la zona de máximo cortante es pequeña, la redistribución del cortante horizontal es muy limitada, y se requiere de acero de refuerzo transversal dispuesto para la resistencia al cortante horizontal, el cual debe distribuirse con una separación que tome en cuenta la variación de las tensiones de corte horizontal. El acero de refuerzo que atraviesa las superficies de unión se anclará apropiadamente para garantizar el contacto entre los miembros componentes.

La fuerza cortante mayorada V_u representa la fuerza cortante horizontal en las superficies de contacto de los componentes interconectados. La exigencias de un resalto no menor de 6 mm para la rugosidad intencional se basa en ensayos [Saemann y Washa, 1965].

H-16.6 ACERO DE REFUERZO POR CORTE HORIZONTAL

Las áreas mínimas y las separaciones máximas del acero de refuerzo por corte horizontal se han obtenido a partir de los resultados de ensayos [Grossfield, y Biorntiel, 1962; Saemann y Washa, 1965 y Mast, 1968]

CAPÍTULO H-17 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

H-17.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplica a las estructuras de edificaciones existentes, con énfasis en los casos donde se presentan dudas sobre su capacidad resistente. Comúnmente estas dudas pueden originar por diferentes motivos. (i) Cuando los materiales suministrados se consideran de calidad deficiente; (ii) se desconfa de la ejecución; (iii) la estructura no satisface las Normas en algún aspecto; (iv) se desea utilizar para otras funciones, o; (v) presenta síntomas de deterioro. En tales casos, el Ingeniero Responsable puede usar este Capítulo como una guía para investigar la seguridad de la obra.

Hasta tanto no se promulgue un cuerpo de Normas para la evaluación de edificaciones existentes, se recomienda el uso de los documentos ATG-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, y FEMA 273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Véase igualmente: AISC, 1986 y 1999; Amal y Toro, 1997; Comité ACI 437 y Capítulo 20 del Comité ACI 350.

Cuando las dudas sobre la seguridad se refieren a un conjunto de miembros o a toda la estructura, puede resultar inoperante el ensayo de cada miembro. En estos casos conviene llegar a un acuerdo según el cual la evaluación de la seguridad sea el resultado de complementar los estudios analíticos con el ensayo de partes de la estructura; en estos casos, antes de ejecutar ensayo alguno, es preciso que el Ingeniero Estructural, el Constructor y el Inspector acuerden cuales son los miembros a ensayar, la magnitud de las cargas, el procedimiento de carga y los criterios de aceptación.

Dado que en algunos casos las pruebas de carga no son factibles, o no constituyen el método más adecuado, la evaluación por métodos analíticos se permite como una alternativa. En cualquier caso, siempre que sea posible, conviene validar los resultados del ensayo por vía del análisis aún cuando este sea aproximado.

H-17.2 EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD

H-17.2.1 Estructuras o miembros bajo la acción de cargas de servicio

En el caso de estructuras o miembros bajo la acción de cargas de servicios, es necesario verificar su comportamiento con base a:

- a. La deficiencia resistente está bien entendida en aquellos casos para los cuales se dispone de teorías confiables que correlacionan la resistencia con los desplazamientos de corta duración en términos de las dimensiones de los miembros y las propiedades de los materiales.
- b. La comprensión limitada sobre la causa de la deficiencia resistente, es propia de casos en los cuales el mecanismo resistente de los miembros puede conducir a fallas de tipo frágil o mal conocidos, como por ejemplo la resistencia al corte o a la adherencia; si no resulta posible disponer de la información adecuada para el análisis, cosa que también pudiera ocurrir con miembros solicitados por flexión o a la fuerza axial, el ensayo resulta una vía apropiada para evaluar la seguridad.

H-17.2.2 Casos de posible deterioro progresivo

En el caso de estructuras que se encuentran en proceso de deterioro, la aprobación sobre su uso no puede ser de extensión ilimitada en el tiempo. Un programa de inspecciones periódicas y ensayos físicos puede justificar una vida útil mayor. Otra alternativa para mantener la estructura en servicio consiste en limitar las cargas de servicio a niveles que resulten adecuados. Los cinco aspectos que se mencionan en el articulado de esta Sección, abarcan buena parte de las consideraciones usuales en la toma de decisiones.

H-17.3 INFORMACIÓN NECESARIA

H-17.3.2 Dimensiones y detalles de miembros

Cuando se decida una evaluación analítica, la aplicación de esta Sección pasa a ser imprescindible. La mención que aquí se hace sobre las secciones críticas, tiene que ver con aquellas en las cuales se anticipa que las tensiones alcanzan valores máximos.

H-17.3.3 Resistencia del concreto

Cuando se decida la extracción de núcleos de concreto el examen en el sitio debe ser completo y minucioso. Por ejemplo, se deben tomar suficientes muestras para obtener una resistencia promedio confiable y para detectar posibles deficiencias en las zonas críticas (véase el Artículo 5.9 de esta Norma). El número de ensayos depende de las dimensiones de la estructura y de la sensibilidad que la seguridad de la estructura tenga a la resistencia del concreto. Por ejemplo, en casos donde los problemas potenciales solo envuelven flexión, la investigación sobre resistencia del concreto puede ser menos detallada, particularmente si se trata de secciones subreforzadas ($\rho f_y/f'_c \leq 0,15$ en secciones rectangulares). La resistencia de núcleos típicamente es del orden un 85% de la resistencia de los cilindros curados en el laboratorio (véase la Sección 5.9.4 y su Comentario).

Salvo que se hayan establecido claras correlaciones entre el concreto de la obra y los ensayos no destructivos, estos solo se consideran confiables para evaluar la homogeneidad del material en la obra; en el caso particular del ultrasonido, se deben respetar las precauciones necesarias para que las mediciones sean repetibles. Véase el Capítulo XV de [Porrero et al, 2004].

H-17.3.4 Aceros de refuerzo

La información requerida sobre los materiales existentes, resulta importante en las secciones críticas (véase la Sección 17.3.2 y su Comentario). Hoy en día, los métodos de ensayo no destructivos son aceptados. En grandes estructuras, la determinación de las propiedades que se solicitan en esta Sección es adecuada si se muestrea un 5% del total de secciones críticas y en ellas se confirma la información suministrada en los planos.

H-17.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA

La evaluación analítica debe basarse en mediciones tomadas en las obras concernientes a las dimensiones reales de la estructura, la resistencia de los materiales y cualquier otro detalle pertinente.

En algunos casos el Ingeniero Responsable puede considerar los procedimientos analíticos como preferibles a las pruebas carga; en otros casos los métodos analíticos son los únicos métodos aplicables. Por ejemplo, columnas y muros, pueden ser difíciles de cargar, aparte de que la interpretación de las pruebas de carga puede ser compleja, salvo que ocurra un severo daño o se alcance el estado de ruina.

Debido a que según esta Norma los criterios para juzgar los resultados de una prueba de carga no están bien establecidos, excepto en el caso de miembros sometidos a flexión, se prefiere un método analítico para la evaluación de la resistencia de miembros sometidos a otras solicitaciones. Con todo, las pruebas de carga en cualquier tipo de estructuras no se excluyen como procedimientos alternativos siempre que se consideren factibles.

El Capítulo 12 de la Norma Venezolana 1756, se dedica a la evaluación, adecuación o reparación de edificaciones existentes. Su campo de aplicación se extiende considerablemente, a la vez que se da la "Clasificación Sismorresistente"; esta nueva clasificación depende de: (i) el Tipo de estructura con arreglo a la Sección 6.3.1 de esa Norma, y; (ii) el Nivel de Diseño, ND, y Factor de Respuesta R que se pueda asignar (véanse los Artículos 6.2 y 6.4 de la Norma Venezolana 1756, así como el Capítulo 18 de la presente Norma). En la selección de este valor se deben considerar: Requisitos Normativos de Incidencia Sismorresistente, los cuales se especifican en la Tabla 12.1 del Articulado de la citada Norma Venezolana, tanto para estructuras de concreto armado como de acero; en el Comentario de ese Capítulo se dan orientaciones para la selección del correspondiente Nivel de Diseño.

Hasta tanto no se promulgue un cuerpo de Normas para la evaluación de estructuras existentes se podrán usar los documentos: *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, y *FEMA 273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*; *ACI SP-Castilla-Rodríguez* y las publicaciones especializadas del ACI (SP)

H-17.4.1 Miembros a flexión que no sean vigas, losas ni placas

Debido a que según esta Norma los criterios para juzgar los resultados de una prueba de carga no están bien establecidos, excepto en el caso de miembros sometidos a flexión, se prefiere un método analítico para la evaluación de la resistencia de miembros sometidos a otras solicitaciones. Sin embargo, no se excluyen las pruebas de carga de cualquier tipo de estructuras, como un procedimiento alternativo cuando sea factible.

H.17.4.2 Factores de reducción de resistencia

Las Normas establecen que el análisis debe demostrar, a satisfacción del Ingeniero Responsable, que la estructura cumple con el propósito de las Normas de garantizar la seguridad pública. Los factores de mayoración de carga y los de minoración de resistencias ϕ toman en cuenta el efecto de los posibles excesos en las cargas previstas de proyecto, las incertidumbres del análisis estructural, la dispersión en las propiedades de los materiales, las inexactitudes en la ejecución y factores similares. Aun cuando, individualmente, tales factores pueden estar dentro de las tolerancias, su efecto conjunto puede afectar adversamente la resistencia de la estructura o del miembro. Los factores ϕ que se dan en esta Sección son compatibles con los nuevos criterios de combinación del Capítulo 9. Sus valores son algo mayores que los establecidos en ese Capítulo, pues se aplican a propiedades de materiales ya existentes, dimensiones reales y métodos de análisis bien conocidos.

H-17.5. PRUEBAS DE CARGA

La selección de la parte de la estructura a ensayarse, el procedimiento y la interpretación de los resultados, deben hacerse bajo la dirección de un Ingeniero calificado, con experiencia en investigaciones estructurales y ensayos de campo, usando preferentemente los servicios de los Institutos especializados que existan en el país.

H-17.5.4 Pruebas de carga en miembros solicitados a flexión

En esta Sección se dan criterios y procedimientos detallados para pruebas de carga de miembros sometidos a flexión. A continuación se anotan algunas observaciones sobre los mismos:

- a.** En la selección de los vanos donde deba aplicarse el lastre o carga de ensayo, interesa minimizar la probabilidad de que los miembros cargados o descargados contribuyan a compartir la carga aplicada.
- b.** La carga de ensayo total especificada es 85% del total de la carga mayorada. En este aparte, la carga variable de servicio CV puede ser reducida según lo establezcan las consideraciones de seguridad de la norma que se aplique. Según sea el caso CV deberá incrementarse para compensar la resistencia suministrada por partes no cargadas de la estructura estudiada; esta decisión se determinará tomando en consideración la condición de carga, respecto al criterio del ensayo. Aún cuando ha habido cambios en el Capítulo 9, el criterio de combinación aquí recomendado se considera igualmente adecuado si se emplean las combinaciones del Anexo B.
- c.** Es recomendable inspeccionar la estructura después de cada incremento de carga. El efecto de arco en la carga variable de servicio CV, puede producirse cuando el apilamiento del lastre empleado mantenga cierto contacto; de ser así, al deformarse la estructura con nuevas cargas, estas pueden interactuar entre sí dejando de ser una distribución uniforme de cargas.

En la Figura H-17.5.4 se ilustra, en forma esquemática, un diagrama de flechas medidas en una prueba de carga de un miembro sometido a flexión. Obsérvese que, intencionalmente, se destaca el incremento de la flecha entre Δ_4 (flecha medida inmediatamente después del último incremento de carga) y Δ_m (flecha después de 24 horas de espera) por fenómenos debidos a deformaciones diferidas (véase la Subsección 9.6.2.1; igual comentario procede para la diferencia entre la flecha para cargas nula (final de la descarga) y el valor final Δ_f después de una espera de 24 horas.

H-17.6 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Los criterios de aceptación y los límites que se dan en este Artículo son congruentes con los establecidos por el Comité ACI 318-05.

- a.** Bajo la carga de ensayo, un criterio general de aceptación sobre el comportamiento de una estructura es que no muestre "una evidencia visible de deterioro". Entre las evidencias visibles de deterioro se pueden considerar: fisuras, grietas, o flechas de magnitudes y extensión que sean obviamente excesivas e incompatibles con los requisitos de seguridad de la estructura. Las anchuras de las fisuras son buenos indicadores sobre el estado de la estructura y deben ser examinadas cuidadosamente; no obstante su correlación con el estado de tensiones e inclusive su medición en el campo, puede ser poco confiable. No hay reglas simples de aplicación general a todo tipo de estructuras y condiciones. Por esta razón, antes de la prueba es conveniente establecer criterios sobre, al menos, los tres aspectos siguientes: (i) tipos esperados de agrietamiento; (ii) donde y como deben ser medidas; (iii) límites aproximados sobre los cambios de agrietamientos. Si se constatan evidencias de daños como para considerar que la estructura no pasó la prueba de carga, no se autoriza un nuevo ensayo porque se considera que los miembros dañados no deben utilizarse ni siquiera para un nivel de carga más bajo.
- b.** y (iv) Cuando la estructura no muestra evidencias visibles de falla, "la recuperación de la flecha", después de la descarga del lastre de ensayo se usa como criterio para determinar si la resistencia de la estructura es satisfactoria o no. Sin embargo, en el caso de estructuras muy rígidas los errores de las mediciones en condiciones de campo pueden ser del mismo orden que las flechas reales. En tales casos y para evitar la penalización de una estructura satisfactoria, cuando la flecha inicial Δ_i es menor que el valor de referencia permisible $\Delta_{mp} = L_t^2 / (20000 h)$ se obvian los requisitos de recuperación de flecha.
- c.** En un plano donde haya grietas por corte, las fuerzas se transmiten por una combinación de la interacción entre los agregados del plano de la grieta, 'engrapados' por el refuerzo transversal, y la acción de clavija del acero de refuerzo que cruza la grieta. En la medida que la longitud de la proyección horizontal de la grieta incrementa y se acerca al valor de la altura útil del miembro, y a la vez se ensancha la grieta, la interacción entre los agregados se pierde; el acero de refuerzo transversal, si existe, inicia su cedencia o presenta pérdida de anclaje amenazando su integridad, con lo cual el miembro se encuentra en las cercanías de una falla frágil.
- d.** La formación de fisuras es una advertencia dirigida a los Profesionales encargados del ensayo y se encuentra directamente relacionado al Comentario del punto **e**.
- e.** El agrietamiento a lo largo del eje de refuerzo en zonas de anclaje puede estar relacionado a las elevadas tensiones asociadas con la transferencia de fuerzas entre el refuerzo y el concreto, debido por ejemplo a una longitud de transferencia L_d menor que la necesaria (véase el Artículo 12.2 y su Comentario). Si estuviesen asociadas al refuerzo principal, la aparición estas grietas puede ser un indicador de una próxima falla frágil del miembro. En estos casos resulta importante evaluar sus causas y consecuencias.

H-17.7 DISPOSICIONES PARA REDUCIR LA INTENSIDAD DE CARGA

Con excepción de los miembros que han fallado en forma visible en los ensayos. (Véase el Artículo 17.6), el Ingeniero Responsable puede autorizar el uso de una estructura o miembro para un menor nivel de carga que, según los resultados de la prueba, se juzgue seguro y apropiado.

CAPÍTULO H-18 REQUISITOS ADICIONALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

H-18.1 ALCANCE

El presente Capítulo establece los requisitos adicionales para el diseño y construcción de estructuras de concreto vaciado en sitio, capaces de mantener una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin deterioro crítico de su resistencia. Para mantener la integridad de la estructura con las fuerzas de diseño definidas en documentos tales como el IBC, el UBC, el NEHRP y la Norma Venezolana 1756 las cuales son menores que las correspondientes a una respuesta lineal a la intensidad sísmica anticipada, se deben cumplir todos los requisitos de este Capítulo.

Una estructura monolítica apropiadamente detallada, responde a un movimiento fuerte del terreno de manera que su rigidez decrece a medida que la demanda de energía de disipación aumenta. Estos cambios tienden a reducir las aceleraciones asociadas a la de respuesta elástica y las fuerzas laterales que podrían ocurrir cuando la estructura permanece linealmente elástica y ligeramente amortiguada. El uso de fuerzas de diseño representando los efectos sísmicos tal como se especifica en esta Norma, requiere que el sistema resistente a fuerzas laterales retenga una porción de su resistencia bajo los desplazamientos reversibles en el rango inelástico.

Los requisitos del Capítulo 18 relacionan los criterios de detallado, con el Tipo estructural, con la zonificación sísmica del sitio, con el nivel de deformación inelástica esperada en el diseño estructural (Nivel de Diseño) y con el uso y ocupación de la edificación. El nivel de riesgo sísmico, el desempeño sísmico y el Nivel de Diseño de una estructura es regulada por la Norma Venezolana 1756-01. De manera general, la amenaza sísmica tradicionalmente ha sido clasificada como bajo, moderado y alto

Los requisitos de diseño y detallado deben asegurar el nivel de energía de disipación o tenacidad supuesta en el cálculo de las acciones sísmicas de diseño. Los Niveles de Diseño ND1, ND2 y ND3 facilitan esta compatibilidad. Los requisitos asociados al grado de tenacidad requerido se incrementan progresivamente de ND1 al ND3. Es esencial que las estructuras en zonas de alto riesgo sísmico o asignadas a altos comportamientos sismorresistentes posean ND3. Sin embargo, se permite diseñar con ND3 en zona de baja sismicidad para tomar ventajas de los bajos niveles de fuerzas de diseño.

Los requisitos de los Capítulos 1 hasta el 17 y están orientados a proveer adecuada tenacidad para estructuras con Nivel de Diseño ND1 en regiones de bajo riesgo sísmico. Por lo tanto, no es necesario cumplir con los requisitos del Capítulo 18 cuando se trata de sistemas resistente a cargas laterales consistente en muros estructurales con ND1. En el Capítulo 19 se autoriza el empleo del concreto simple, sin acero de refuerzo, siempre que se respeten las limitaciones allí indicadas.

Los requisitos de los Artículos 18.3 al 18.6 han sido desarrollados para suministrar a las estructuras con adecuada tenacidad para esta respuesta las estructuras en regiones de alto riesgo sísmico, o asignadas a comportamiento sismorresistente alto o categorías de diseño, pueden estar sujetas a fuertes movimientos del terreno. Las estructuras diseñadas usando fuerzas sísmicas basadas en los factores de modificación de respuesta para pórticos o muros estructurales cuyo Nivel de Diseño sea ND3 están expuestas a experimental múltiples ciclos de desplazamientos laterales más allá del punto donde la cedencia del acero de refuerzo cuando ocurre el sismo de diseño.

Los requisitos de Nivel de Diseño ND3 del Capítulo 18 están fundamentalmente basados en experiencias de campo y ensayos de laboratorios con estructuras de concreto monolítico.

H-18.2 REQUISITOS GENERALES

H-18.2.1 Materiales

Véase los Comentarios H-3.6.1 y H-5.2.1

H-18.2.2 Análisis estructural

Se supone que la distribución de la resistencia requerida en los diversos miembros de un sistema resistente a fuerzas laterales se obtendrán del análisis de un modelo linealmente elástico del sistema sobre el cual actúan fuerzas mayoradas especificadas en la norma sismorresistente. Cuando se emplean análisis no lineales de historia de respuesta, los movimientos sísmicos en la base del sistema se seleccionarán después de un estudio detallado de la historia sísmica del sitio y las condiciones del subsuelo.

Debido a que los criterios de diseño admiten respuestas no lineales, es necesario investigar la estabilidad del sistema resistente a fuerzas laterales, así como su interacción con otros miembros estructurales y no estructurales, cuando se alcancen los mayores desplazamientos que resultan del análisis lineal. Para manejar este problema sin tener que recurrir a un análisis de respuesta no lineal, la opción es la de multiplicar por los desplazamientos de análisis lineal por el Factor de Reducción de Respuesta y el Factor de Sobrerresistencia como lo especifica la Norma Venezolana 1756-01.

EL asunto más importante del Capítulo 18 es la seguridad de la estructura. Por lo tanto es necesario prestar atención a la influencia de miembros no estructurales en la respuesta estructural y al peligro de objetos que pueden caer.

Al seleccionar las dimensiones de los miembros para estructuras sismorresistentes, es importante considerar problemas relacionados a la congestión del refuerzo. El Ingeniero Estructural debe asegurarse que todo el acero de refuerzo puede ser ensamblado y colocado y que el concreto puede ser vaciado y consolidado correctamente. El uso de los límites superiores de cuantías de refuerzo permitidos es propenso a ocasionar insuperables problemas de construcción especialmente en los nodos de los pórticos.

H-18.2.3 Empalmes

En estructura con incursiones inelásticas durante la acción un sismo, el acero de refuerzo puede alcanzar su resistencia a la tracción. Los requisitos para empalmes con dispositivos mecánicos Tipo 2 tienen por finalidad evitar una falla del empalme cuando el acero de refuerzo queda sometido a los niveles esperados de tracción en las zonas cedentes. Los empalmes Tipo 1 no necesitan satisfacer los requerimientos más estrictos de los del Tipo 2 y pueden no ser capaces de resistir los niveles de tensión esperados en la zona cedente.

La práctica del detallado evitará el uso de empalmes en regiones donde potencialmente puede ocurrir cedencia como consecuencia de la acción sísmica. Cuando no pueda evitarse el empleo de los empalmes en regiones potencialmente cedente, el Ingeniero Estructural tomará medidas de precaución fundamentada en las características mecánicas de las barras a empalmar así como en la capacidad de satisfacer el desempeño especificado para los empalme Tipo 2.

Los empalmes por solape de los aceros de refuerzo están prohibidos en aquellas regiones donde se anticipa las cedencia por flexión debido a que tales solapes no son confiables bajo cargas de tipo cíclico en el rango inelástico. El refuerzo transversal para empalmes por solape en cualquier sección es obligatorio debido a la pérdida probable del recubrimiento de concreto.

Es probable que ocurra a pérdida del recubrimiento cerca de los extremos de las columnas en los pórticos típicos, por esta razón los empalmes en estas ubicaciones son vulnerables. Cuando esta previsto el uso de empalmes por solape, estos deberán ubicarse cerca del tercio central de altura libre de la columna donde es menos probable que ocurra la reversión de tensiones. Se dispondrá refuerzo transversal especial a lo largo de la unión por solape debido a la incertidumbre en la distribución de momentos a lo largo de la altura y la necesidad de confinar los empalmes por solape sometidos a tensiones alternantes.

H-18.3 NIVEL DE DISEÑO ND3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN: VIGAS

H-18.3.1 Alcance

Esta Sección trata las vigas que pertenecen a los pórticos diseñados con el Nivel de Diseño, ND3, que resisten fuerzas laterales inducidas por sismos. Cualquier miembro del pórtico solicitado por una fuerza axial de compresión mayorada que exceda $0,1 f'_c A$ debe ser dimensionado y reforzado en la forma descrita en el Artículo 18.4

H-18.3.2 Requisitos

Evidencias experimentales indican que, bajo los desplazamientos alternantes en el rango inelástico, el comportamiento de miembros continuos con relaciones largo/profundidad inferior a 4 es significativamente

diferente del comportamiento de miembros más esbeltos. Las reglas de diseño derivadas de experiencias a partir de ensayos en miembros relativamente esbeltos no aplica directamente a miembros con relaciones largo/profundidad menores que 4 especialmente en lo que se refiere a la resistencia al corte.

Las limitaciones geométricas en la Sección 18.3.2 se obtuvieron de experiencias en laboratorios con pórticos de concreto reforzado que resistieron fuerzas inducidas por sismos. Véase SEAOC [1999].

En zonas de alto riesgo sísmico deben evitarse los pisos formado por vigas planas (Norma Venezolana 1756-01); sin embargo, cuando excepcionalmente una o dos vigas planas formen parte de la placa de piso, su altura quedará limitada por razones de transferencia de tensiones de los aceros de refuerzo longitudinal de las columnas.

Las vigas acarteladas de grandes luces pueden ser una ventaja arquitectónica y no hay ninguna diferencia significativa con las vigas de sección constante. Pueden usarse vigas acarteladas de luces menores para relocalizar las rótulas plásticas en los extremos de sus tramos y evitar fallas por corte en los nodos. Véase Paulay, T. y Priestley, M.J.N., [1992]

H-18.3.3 Diseño por flexión

La Sección 10.2.6 limita la deformación unitaria a la tracción ϵ_s limitando en forma indirecta la cuantía de refuerzo a la tracción en miembros flectados, a una fracción de la cuantía que conduciría a condiciones balanceadas. Para una sección solicitada únicamente a flexión y cargada monotónicamente hasta la cedencia, es factible estimar de modo confiable la probabilidad de una falla por compresión a partir del modelo que permite determinar la cuantía de refuerzo correspondiente a la falla balanceada. El mismo modelo (Distribución lineal de deformaciones unitarias, la tensión cedente bien definida para el acero, deformación a compresión en el concreto) debe satisfacer el desempeño especificado.

El valor $\epsilon_{cu} = 0,003$ resulta inadecuado para describir las condiciones en un miembro solicitado por momentos alternantes con incursiones importantes en el rango inelástico, por tanto no hay consistencia al continuar refiriéndose a las condiciones balanceadas en el diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado.

La cuantía límite del refuerzo $\rho = 0,025$ esta esencialmente basada en consideraciones propias de la congestión de aceros de refuerzo e, indirectamente, destinadas a limitar las tensiones por corte en vigas de proporciones típicas. El requisito de disponer como mínimo dos barras en la parte superior e inferior de nuevo es por razones constructivas. Véase las Figuras H-18.3

H-18.3.4 Diseño del refuerzo transversal

Las zonas a confinar son aquellas donde se espera que el acero de refuerzo longitudinal pueda superar su límite elástico; es decir, donde se espera la formación de las rótulas plásticas. La longitud de una rótula plástica es función de diversos parámetros, entre los que se encuentra la longitud del miembro estructural.

Para vigas largas ($L_n/h > 10$) se acepta que la longitud a confinar es $L_{cf} = 2h$ y que para vigas cortas ($L_n/h = 4$) la longitud a confinar es aproximadamente $L_{cf} = h$. Para casos intermedios ($4 < L_n/h \leq 10$) la longitud a confinar puede interpolarse entre los dos valores indicados.

Los empalmes por solape del acero de refuerzo longitudinal deben realizarse fuera de las zonas donde se espera puedan formarse las rótulas plásticas.

El refuerzo transversal se requiere esencialmente para confinar el concreto y mantener el apoyo lateral de las barras de refuerzo en aquellas regiones donde se espera la cedencia. Ejemplos de estribos adecuados se dan en la Figura H-18.3.4.

En el caso de miembros de resistencia variable a lo largo del vano o miembros en los cuales la carga permanente representa una gran proporción de la carga total de diseño, pueden ocurrir concentraciones de rotaciones inelásticas dentro del vano. Cuando tal condición puede anticiparse, también se dispondrá el refuerzo transversal en las regiones donde se espera que ocurra la cedencia.

Debido a que bajo la acción de movimientos fuertes se puede anticipar el desprendimiento del recubrimiento, todo el refuerzo del alma debe disponerse en la forma de estribos cerrados tal como se define en esta Sección.

H-18.3.5 Diseño por corte

Al determinar las fuerzas laterales equivalentes que representan los efectos sísmicos para el tipo de estructuras considerado, se admite que los miembros del mismo están en capacidad de disipar energía en el rango inelástico de su respuesta. A menos que el miembro posea una resistencia del orden de 3 a 4 veces la fuerza de diseño, debe suponerse que entrará en cedencia en el caso de un sismo fuerte. La fuerza cortante de diseño se considera ser una buena aproximación del máximo corte que puede desarrollarse en el miembro. Por tanto, la tensión cortante requerida para los miembros de sistemas estructurales está relacionado a la resistencia a la flexión del miembro más que con la fuerza cortante mayorada obtenida del análisis. La condición está descrita en esta Sección e ilustrada en la Figura H-18.3.5.

Debido a que la resistencia cedente especificada del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia cedente especificada y debido a que pueden presentarse fenómenos de endurecimiento del refuerzo en secciones sometidas a una gran rotación, la resistencia requerida por corte se determina empleando en el refuerzo longitudinal una tensión no menor que $1,25 f_y$.

Estudios experimentales de miembros de concreto reforzado solicitados por a carga cíclica han demostrado la importancia que tiene el refuerzo a corte para asegurar fallas por flexión cuando el miembro es sometido a desplazamientos alternantes en el dominio inelástico; su cuantía debe ser superior si se compara con la necesaria para cargas monotónicamente crecientes. Este incremento necesario del refuerzo por corte es mayor cuando se trata de miembros con carga axial. Esta observación se refleja en la Norma eliminando el término que representa la contribución del corte en el diseño. Esta precaución adicional bajo la acción cortante es necesaria en áreas donde la rótula potencial por flexión sea probable.

No obstante, esta estrategia seleccionada por su sencillez, no debe interpretarse que se desprecia la resistencia al corte del concreto. Al contrario, se puede argumentar que el núcleo de concreto con el refuerzo transversal de corte de confinamiento resiste todo el corte y mejora la resistencia de la sección. El núcleo confinado de la sección juega un papel importante en la respuesta de la viga y debe reducirse a un mínimo por no reconocerse explícitamente en la ecuación de diseño.

Cuando el momento por cargas gravitatorias en algún extremo del miembro sea mayor o igual al 50% del momento total en el mismo, existe la posibilidad que la rótula plástica se produzca alejada de dicho extremo y ocurra hacia la zona central del miembro. En este caso, los términos M_{pr} y L_n a ser usados en la ecuación (18.1) deben calcularse de acuerdo con a la nueva posición de las rótulas plásticas, debiendo verificarse si ello conduce a una fuerza de corte para diseño mayor que aquella obtenida considerando que las rótulas plásticas se forman en los extremos del miembro.

H-18.4 NIVEL DE DISEÑO ND3. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL: COLUMNAS

H-18.4.1 Alcance

Esta Sección está esencialmente orientada a columnas de pórticos diseñados de acuerdo con el Nivel de Diseño ND3. Los miembros diferentes a las columnas, que no satisfacen la Sección 18.3.2 deben ser dimensionados y detallados de acuerdo con esta Sección.

H-18.4.2 Requisitos

Las limitaciones geométricas de los acápites **a** y **b** son consecuencia de la práctica constructiva.

El parámetro α_a , depende de la capacidad de endurecimiento por deformación que puede desarrollar el refuerzo longitudinal de la viga que se extiende a través del nodo viga-columna. El rango de valores $0,08 \leq \alpha_a \leq 0,10$ toma en cuenta las consideraciones presentadas en H-2.2 para los diversos tipos de acero de refuerzo.

La dimensión mínima dada en el acápite **c** está sustentado por resultados de investigaciones, las cuales han mostrado que barras rectas en vigas pueden deslizar dentro del nodo viga-columna durante una serie de reversiones importantes de momento. Las tensiones por adherencia en estas barras rectas pueden ser muy elevadas. Para reducir substancialmente el deslizamiento durante la formación de rotulas adyacentes, sería necesario tener una relación de dimensión de columna a diámetro de barra de aproximadamente 32:1, lo cual daría lugar a juntas muy grandes. Una revisión de los ensayos disponibles, permitió rebajar esta proporción a 20:1 para concretos normales y 26:1 para concretos livianos. Debido a la falta de información, en el Capítulo 12 el factor de modificación para concretos livianos de la ecuación (18.3) es igual a 1,3. Estos limites permiten un control razonable al deslizamiento de las barras en los nodos, en especial en columnas de sección circular, si se considera el número anticipado de incursiones inelásticas durante sismos fuertes. Véase la Figura H-18.3.

H-18.4.3 Resistencia mínima a la flexión de las columnas

El objetivo de esta Sección es la de reducir el riesgo de cedencia en las columnas consideradas como parte del sistema resistente a fuerzas laterales debidas a sismos. Cuando las columnas no son más resistentes que las vigas concurrentes a un determinado nodo, hay riesgo de que pueda ocurrir la cedencia en ambos extremos de la columna en un determinado nivel, generando un mecanismo de falla que puede conducir a la inestabilidad de la estructura.

Las resistencias teóricas de las vigas y columnas son calculadas en las caras de los nodos, y esas resistencias son comparadas directamente por medio de las ecuaciones (18-3).

Cuando se determine la resistencia teórica a la flexión de una sección de una viga a flexión negativa (tracción en la parte superior), el refuerzo longitudinal contenido dentro de una anchura efectiva de una losa en el tope, que actúa monóticamente con la viga, incrementa su resistencia. Investigaciones en sub-ensamblajes viga columna bajo carga lateral, indican que el empleo de la anchura efectiva de las alas de las vigas T establecidos en el Artículo 8.9, conduce a estimaciones razonables de la resistencia a la flexión negativa de la viga de conexiones interiores para niveles de desplazamiento entre pisos cercanos al 2% de la altura del entrepiso. Esta anchura efectiva es conservadora cuando la losa termina en un miembro débil.

H-18.4.3.1 Procedimiento 1. Verificación por nodo

Este procedimiento coincide esencialmente con el procedimiento ACI 318, y tiene como objetivo reducir la probabilidad de cedencia en las columnas que forman parte del sistema resistente a sismos. Cuando las columnas son menos resistentes que las vigas concurrentes a un determinado nodo, existe la probabilidad de cedencia en ambos extremos de la columna en un determinado entrepiso, generando mecanismos de falla que pueden conducir a la inestabilidad de la estructura.

El refuerzo longitudinal contenido en el tope de las losas dentro de su anchura efectiva y que actúa monóticamente con las vigas, incrementa la resistencia a momento negativo (tracción en el lecho superior) de las vigas. Las investigaciones experimentales de nodos viga–columna solicitados por cargas laterales indican que el empleo de las anchuras efectivas de las alas de vigas T, tal como están definidas en el Artículo 8.9, conduce a estimaciones razonables de la flexión negativa de las vigas en los nodos interiores para desplazamientos cercanos al 2% de la altura del entrepiso. Esta anchura es conservadora cuando la losa termina en una viga débil.

Cuando en cualquier nodo no se satisfaga la ecuación (18-3a), se ignorará cualquier contribución positiva de la columna o columnas en la resistencia y rigidez lateral de la estructura. Estas columnas deberán incluirse en el modelo analítico cuando incrementen el efecto de torsión en planta.

H-18.4.3.2 Procedimiento 2. Verificación por nivel

El procedimiento 2 propuesto en el articulado tiene por objeto facilitar otra vía de establecer la mínima resistencia a flexión de las columnas. Aunque en principio persigue el mismo objetivo del procedimiento 1, es decir, que se alcance la cedencia a flexión en las vigas antes que en las columnas de las estructuras, es más tolerante con respecto a la posibilidad de que se generen rótulas plásticas en las columnas. Esta estrategia de diseño ya ha venido siendo reconocida por otras normas internacionales tales como el SEAOC y el Eurocódigo.

El procedimiento 2 sigue una metodología más acorde con la SEAOC, orientada a impedir la formación de un piso débil. En el mismo se reconoce también la posibilidad de que los aceros longitudinales de las vigas puedan incursionar en el rango de deformaciones que impliquen algún tipo de endurecimiento.

H-18.4.4 Acero de refuerzo longitudinal

La cuantía mínima de acero de refuerzo tiene por finalidad controlar deformaciones diferidas en el tiempo y que el momento cedente exceda el momento de figuración. La cuantía superior refleja la preocupación por el congestionamiento del refuerzo, transferencia de cargas de los pisos a la columna especialmente en construcciones bajas, así como el desarrollo de tensiones cortantes elevadas.

H-18.4.5 Diseño del refuerzo transversal

Los requisitos de esta Sección están concentrados en confinar el concreto y proveer soporte al refuerzo longitudinal. Está bien establecido que el efecto del refuerzo helicoidal espiral y el refuerzo de ligaduras

rectangulares configuradas adecuadamente en la fuerza y ductilidad de las columnas. [Sakai, K., y Sheikh, S. A., 1989].

Las demandas de deformación y carga axial durante la acción sísmica no son conocidas con suficiente precisión mientras existan procedimientos analíticos para los cálculos de capacidad de ductilidad y resistencia de las columnas bajo carga axial y momentos alternantes como para justificar los cálculos de dicho refuerzo transversal como una función de demandas del sismo de diseño. En cambio, las Fórmulas (10-5) y (18-7), con la intención que el desprendimiento del recubrimiento de concreto no ocasionará pérdida apreciable de resistencia por carga axial en la columna. Las ecuaciones (18-5) y (18-7) gobiernan para columnas de mayor diámetro, y tienen la intención de asegurar adecuadamente la capacidad de curvatura a flexión en regiones que han entrado en cedencia.

La Figura H-18.4.5 muestra un ejemplo de refuerzo transversal constituido por una ligadura cerrada y tres ligaduras de una rama. Las ligaduras cerradas o ligaduras de una rama, con ganchos de 90° no son tan efectivos como ligaduras de una rama con gancho de 135° o ligaduras cerradas para proveer confinamiento. Se recomienda usar ligaduras cerradas o de una rama con ganchos de 135°. Véase también la Figura H-18.4.5.1

En esta Sección los requisitos están interrelacionados para la configuración de refuerzos de ligaduras rectangulares. El requisito que la separación no exceda un cuarto de la mínima dimensión del miembro, es para lograr obtener un confinamiento adecuado del concreto. El requisito que la separación no exceda 6 veces el diámetro de la barra, tiene por finalidad evitar el pandeo del acero de refuerzo longitudinal después del agrietamiento del concreto. La separación de 10 cm es con fines de lograr el confinamiento del concreto; este límite se puede elevar a 15 cm si la separación h_x está limitada a 20 cm.

Se pueden agrietar los recubrimientos no reforzado a medida que la columna se deforma al resistir los efectos sísmicos. La separación de porciones del recubrimiento del núcleo causado por agrietamiento local crea un peligro por la caída de porciones de concreto. Para reducir este riesgo se requiere refuerzo adicional.

Esta Sección estipula una longitud mínima a lo largo de la cual debe disponerse refuerzo transversal cercano a los extremos del miembro, donde pueda ocurrir la cedencia por flexión. Los resultados de investigaciones indican que la longitud debe incrementarse en un 50% o más en ciertas áreas tales como en la base de los edificios donde la fuerza axial y la flexión son particularmente altas.

Las columnas que soportan miembros que no continúan hasta su base, o que generan discontinuidades, como por ejemplo muros o celosías, pueden desarrollar una respuesta inelástica considerable. Por tanto se requiere que estas columnas posean refuerzo transversal especial en toda su longitud. Esto cubre todas las columnas por debajo del nivel en el cual el miembro rígido sido discontinuado, a menos que las fuerzas mayores correspondientes a tensiones sísmicas sean pequeñas. Véase Subsección 18.4.5.4.

Observaciones de campo revelan que el daño en las regiones no confinadas cerca de la mitad de la altura puede ser importante. Los requisitos de separación en las zonas no confinadas tienen por finalidad suministrar una protección y ductilidad razonable a mitad de altura de la columna entre refuerzos transversales. Observaciones de estructuras afectadas por sismos han mostrado daños significativos en las zonas no confinadas de columnas; una cuantía igual al 70% acero de refuerzo por confinamiento requerido en esta Sección de zunchos y ligaduras suministran una tenacidad mas uniforme a lo alto de la columna. La ecuaciones (18-6) y (18-8) de esta Norma no consideran el efecto de la carga axial para los cálculos del acero de refuerzo por confinamiento. En [Park, R., 2003 y Luna. J. y Tena, A., 2002], se hacen comparaciones con diferentes Normas.

Las ecuaciones (10-5), (18-5), (18-6) y (18-7) provienen del ACI 318-05. Ellas se fundamentan en mantener la resistencia a compresión de una columna para grandes deformaciones axiales después de la pérdida del recubrimiento. De este modo, la cantidad de refuerzo transversal necesario se determina con la premisa de que el incremento de resistencia del núcleo confinado sea igual que la resistencia a compresión del recubrimiento, no tomando en cuenta la acción conjunta de carga axial y flexión.

Adicionalmente, las ecuaciones (10-5), (18-5), (18-6) y (18-7) no toman en cuenta expresamente factores para una columna en particular, tales como: carga axial de diseño, acero de refuerzo longitudinal colocado, ni capacidad de deformación inelástica. La influencia de estos factores ha sido evaluada por Watson *et al.* (1994-a y 1994-b) y han sido incluidos en las normas NZS 3101 (2004), ATC-32 (1996) y ENV 1998-1-3 (1994).

Park (1986) presenta ecuaciones para calcular el acero de refuerzo transversal para confinamiento con zunchos o con ligaduras. Basado en esta formulación, es posible considerar el efecto de la carga axial en la

determinación del acero de refuerzo transversal para confinamiento, multiplicando los valores obtenidos de las ecuaciones (10-5), (18-5), (18-6) y (18-7) por el siguiente factor:

$$\left(0,5 + \frac{1,25 \cdot N^*}{\eta \cdot f'_c \cdot A} \right)$$

donde N^* es la carga axial a compresión que conduzca a la mayor cantidad de acero de confinamiento, η es un factor que tomará el valor 1,00 si no se permite la formación de rótulas plásticas y 0,90 en caso contrario. (Castilla y Marinilli, 2006)

H-18.4.6 Diseño por corte

H-18.4.6.1 Fuerza cortante de diseño

Las disposiciones de la Sección 18.3.4 también aplican a los miembros solicitados por fuerzas axiales.

Por encima del nivel de planta baja, el momento en un nodo puede ser limitado por la resistencia a flexión de las vigas que concurren al nodo. Cuando las vigas concurren en lados opuestos del nodo, la resistencia combinada puede ser la suma de la resistencia a flexión negativa en un lado del nodo y la resistencia a flexión positiva en el opuesto. Las resistencias a la flexión deberán determinarse empleando un factor de reducción de resistencias igual a 1,0 y una tensión en el acero de refuerzo igual a $1,25 f_y$. La distribución de la resistencia a momentos combinada de las vigas a las columnas por encima y por debajo del nodo deberá basarse en el análisis. El valor de los momentos máximos probables, M_{pr} que se muestra en la Figura H-18.3.5 podrá calcularse a partir de la resistencia a la flexión en los nodos viga-columna. Con relación al factor de sobrerresistencia, en la referencia [Castilla, E., y Marinilli, A, 2001] se expresa con una relación de tensiones máxima y cedente de los aceros de refuerzo y es diferente según el tipo de acero que se use.

H-18.5 NIVEL DE DISEÑO ND3. NODOS

H-18.5.1 Requisitos

El Artículo 18.5 está basado en el Reporte ACI 352R-02. Para los fines del Capítulo 17, es importante destacar que las correspondientes disposiciones sobre los nodos en la Norma Venezolana 1753-87 se basaron en el documento ACI 352R-76 (Ratificado en 1981), y que antes de 1976 la práctica del proyecto de estructuras de concreto no contemplaba el diseño de los nodos.

El diseño de los nodos tiene como principales objetivos:

- a. Preservar la integridad del nodo de tal manera que las capacidades de deformación y resistencia de las vigas y columnas vinculadas puedan ser desarrolladas durante un evento sísmico.
- b. Prevenir la degradación excesiva de la rigidez del nodo bajo cargas sísmicas minimizando el agrietamiento del concreto en el nodo y la pérdida de adherencia entre el concreto y los aceros longitudinales de la viga y la columna, y
- c. Prevenir la falla frágil por corte.

El primer requisito puede cumplirse con un adecuado confinamiento del concreto del nodo. El segundo puede ser tratado con un adecuado anclaje o con suficiente longitud de transferencia de tensiones del acero de refuerzo longitudinal de las vigas y las columnas. El tercer requisito exige que el nodo tenga suficiente resistencia al corte para resistir la demanda de fuerzas cortantes impuestas por los miembros conectados.

El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras del nodo de pórticos de concreto reforzado está asociado a deformaciones unitarias en el acero de refuerzo que exceden la resistencia cedente especificada. Por consiguiente, la fuerza cortante en el nodo generado por el refuerzo a la flexión se calcula para una tensión igual a $1,25 f_y$ en el refuerzo. Una explicación detallada de las razones para el posible desarrollo de tensiones en exceso de la resistencia cedente especificada se da en [ACI-ASCE Committee 352, 1999]. Véase la Figura H-18.3.

H-18.5.2 Resistencia al corte

Los requisitos para el diseño de nodos están basados en [ACI-ASCE Committee 352, 1999]; esta trata el fenómeno desde el punto de vista de su conducta en términos de la resistencia teórica al corte en el nodo.

Debido a que los ensayos en nodos y en vigas altas revelaron que la resistencia al corte no era tan sensible al refuerzo al corte del nodo, el Comité ACI 318 estableció la resistencia de la junta como una función única de la resistencia a la compresión del concreto a la vez que se requiere una cuantía mínima de refuerzo transversal en el nodo. El área efectiva del nodo A_j se ilustra en la Figura H-18.5.2.

En ningún caso se acepta que el valor de A_j sea mayor que la sección transversal de la columna.

Los tres niveles de resistencia al corte especificados en el diseño de los nodos están basados en recomendaciones del Comité ACI 352. Los resultados de ensayos revisados por dicho Comité, indicaron que el valor más bajo dado de la Norma Venezolana 1753-87 no era conservador para nodos de esquina, confinados por una sola cara o no confinados.

H-18.5.3 Acero de refuerzo transversal por confinamiento en los nodos

Independiente de lo bajo que resulte la fuerza en el nodo de un pórtico que resista fuerzas inducidas por sismos, el refuerzo de confinamiento (véase Sección 18.4.5), deberá disponerse en el nodo alrededor del acero de refuerzo de la columna. El refuerzo de confinamiento puede reducirse cuando hay miembros confinantes que concurren a las cuatro caras del nodo.

En un nodo donde la anchura de la viga exceda la correspondiente dimensión de la columna, el refuerzo de la viga, no confinado por el refuerzo de la columna, se deberá suministrar soporte lateral, sea por una viga que concorra ortogonalmente a esa cara del nodo o por medio de refuerzo transversal.

Cuando las dimensiones de un nodo sean tales que pueda ocurrir una falla por corte o que las barras que lo atraviesan no pueden anclarse y transferir las tensiones al concreto, se pueden tomar medidas como relocalizar las rótulas plásticas para aumentar tanto la resistencia al corte del nodo como mejorar el anclaje y la transferencia de adherencia de la barras que lo atraviesan. Esas medidas incluyen: i) el diseño de vigas con cartelas; y ii) cortar y doblar las barras en forma de gancho o disponer en forma diagonal varias barras que forman los aceros de refuerzos longitudinales a una distancia alejada de la cara de la columna.

H-18.5.4 Longitudes de anclaje del acero de refuerzo longitudinal

La longitud mínima de transferencia de las barras en tracción con ganchos estándar embebidos en concreto de peso normal se determina empleando la ecuación (18-9). Debido a que en el Capítulo 18 se estipula que el gancho debe quedar embebido en concreto confinado, los coeficientes 0,7 (para concreto de recubrimiento) y 0,8 (para estribos) se han incorporado en la constante utilizada en la ecuación (18-9). La longitud de transferencia que se obtendría directamente del Artículo 12.4 se ha incrementado para reflejar el efecto de las reversiones.

La longitud de transferencia en tracción para barras de refuerzo con gancho estándar se define como la distancia paralela a la barra, desde la sección crítica (donde la barra debe ser anclada) a una tangente trazada por el borde exterior del gancho. La tangente debe ser perpendicular al eje de la barra.

Factores tales como que la tensión real en la barra de refuerzo sea mayor que la fuerza cedente y que la longitud efectiva de transferencia no necesariamente comienza en la cara de la junta, fueron considerados implícitamente en la formulación de la expresión para el cálculo de la longitud de transferencia que ha sido empleada como base de la ecuación (18-9).

Para concretos con agregados livianos, la longitud requerida por la ecuación (18-9) debe incrementarse en un 25% a fin de compensar la variabilidad en las características de adherencia de las barras de refuerzo en varios tipos de concretos hechos a base de agregados livianos.

En la Subsección 18.5.4.2 se especifica la longitud mínima de desarrollo para barras rectas del lecho superior como un múltiplo de la longitud obtenida en la Subsección 18.5.4.1.

Si la longitud requerida de barra recta embutida de una barra de refuerzo se extiende más allá del volumen de concreto confinado, según se define en las Secciones 18.3.4, 18.4.5 ó 18.5.1, la longitud de transferencia requerida se incrementa con base a la premisa de que la tensión de adherencia fuera de la región confinada es menor que dentro de ella.

El factor presente en la ecuación (18-9) depende de la capacidad de endurecimiento por deformación que puede desarrollar el refuerzo longitudinal del miembro que se extiende a través del nodo viga-columna. El valor (1/17,2) propuesto en dicha ecuación proviene del ACI 318-05; sin embargo, dicho factor puede variar entre (1/17,2) y (1/19,2) tomando en cuenta las consideraciones presentadas en H-2.2 para los diversos tipos de acero de refuerzo.

H-18.6 NIVELES DE DISEÑO ND3 Y ND2. DIAFRAGMAS, CERCHAS, AMARRES Y MIEMBROS COLECTORES

H-18.6.1. Cerchas estructurales, amarres y miembros colectores

Los diafragmas, como los pisos o los techos de las edificaciones, proveen algunas o todas de las siguientes funciones:

- a. Soporte para las paredes y divisiones similares que resisten las fuerzas horizontales más no actúan como parte del sistema resistente a fuerzas laterales de la edificación;
- b. Transferencia de fuerzas laterales desde el punto de aplicación hasta el sistema de la fuerza resistente lateral vertical de la edificación;
- c. Conexión entre varios componentes del sistema resistente a fuerza laterales de la edificación con la fuerza, rigidez y robustez apropiada de tal manera que la edificación responda de acuerdo al diseño.

Se requiere que las losas con nervios y losetas adherida para que el sistema de piso o de techo pueda proveer resistencia al pandeo de la losa. Se requiere el refuerzo para asegurar la continuidad de la transferencia de la fuerza cortante a través de las juntas premoldeadas. Los requisitos de la conexión pretenden promover un sistema completo con transferencias de fuerzas cortantes necesarias.

Las proporciones de refuerzo mínimo para diafragmas corresponden a la cantidad requerida de temperatura y el refuerzo de retracción. Como la separación máxima de los aceros de refuerzos se intenta para controlar el ancho de las fisuras inclinadas.

La fuerza de compresión calculada para las fuerzas mayoradas en un modelo linealmente elástico basado en la sección total del diafragma estructural, es usada como un valor índice para determinar si el refuerzo confinado es requerido. Una fuerza de compresión calculada de $0,2f'_c$ en un miembro, indica que la integridad de la estructura completa depende de la habilidad de ese miembro en resistir una fuerza substancial de compresión bajo un severo ciclo de carga. Por tanto, el refuerzo transversal de la Sección 18.4.5, se requiere en dichos miembros para proveer confinamiento para el concreto y el refuerzo longitudinal según la Sección 18.6.1. Las dimensiones de los diafragmas estructurales típicos frecuentemente excluyen el uso de refuerzo transversal a través de los puntales. Reduciendo la tensión de compresión calculada al reducir luz del diafragma se considera como una solución.

Los requisitos de resistencia al corte para diafragmas monolíticos, son iguales a los requeridos para muros o segmentos de muros estructurales, ecuación (14-5). El término A_{cv} refiere al área del diafragma. El refuerzo cortante debe ser colocado en perpendicular a la luz del diafragma.

Los requisitos de la fuerza cortante para diafragmas de losas nervadas, están basadas en el modelo de corte por fricción y la contribución del concreto a la fuerza de corte teórica no esta incluida para losas nervadas apoyadas sobre los miembros de pisos prefabricados.

En los diafragmas estructurales, los momentos de diseño serán resistidos por completo por las fuerzas en los puntales actuando en lados opuestos del diafragma. El refuerzo ubicado en los bordes de los colectores desarrollará completamente su resistencia cedente especificada. El confinamiento adecuado de los solapes por empalme también es requerido. Cuando el refuerzo del puntal es ubicado dentro del muro, el nodo entre el diafragma y el muro deberá ser provisto con una resistencia de corte adecuada para transferir las fuerzas cortantes.

H-18.7 NIVEL DE DISEÑO ND2. MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN: VIGAS

H-18.7.1 Alcance

El objetivo de los requisitos en el Artículo 18.7 es reducir el riesgo de falla por corte en estructuras ubicadas en zona de moderado riesgo sísmico cuando ocurre un terremoto. Los criterios del Nivel de Diseño ND2, conceptualmente son parecidos al Nivel de Diseño ND3, aunque menos exigentes.

Para efecto del diseño por corte, véase la Figura H-18.7

H-18.10 MIEMBROS DE PORTICOS QUE NO FORMAN PARTE DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS

Los miembros de una estructura que no forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales no necesitan cumplir todos los requisitos de detallado de los miembros con los cuales se cuenta para resistir las fuerzas

laterales. Ellos deben, sin embargo, ser capaces de resistir cargas gravitacionales que corresponden a los desplazamientos laterales del Nivel de Diseño de cálculo seleccionado para aplicar el diseño sismorresistente.

El Artículo 18.10 reconoce que los desplazamientos reales que resultan de la aplicación de la acción sísmica pueden ser más grandes que los desplazamientos calculados usando las fuerzas de diseño y modelos de análisis comúnmente usados. La Sección 18.10.1 prescribe los requisitos de detallar con la intención de para proveer un sistema capaz de sustentar cargas gravitatorias bajo excursiones moderadas al rango inelástico y soportar cargas gravitatorias bajo grandes desplazamientos. La Sección 18.10.2 define un desplazamiento teórico con el propósito de prescribir requisitos detallados.

Los modelos utilizados para determinar los desplazamientos de diseño de edificaciones se escogerán tal que resulten límites conservadores de los valores esperados del diseño sísmico cuando se consideren los sistemas verticales, horizontales, y los diafragmas apropiados.

H-18.11 EFECTOS DE LA TABIQUERÍA

De todos los efectos desfavorables de la interacción de la tabiquería con la estructura discutidos en la Sección 8.3.4 de la Norma Venezolana 1756, el de la configuración de columnas cortas o cautivas ha sido uno de los más perjudiciales (ver Figura H-18.11a), porque las fuerzas cortantes que deben resistir son de tal magnitud que el diseño puede resultar impráctico o antieconómico. Cuando no se puedan adoptar las disposiciones mostradas en la Figura H-18.11b), la resistencia al corte de una columna, podrá calcularse mediante un diagrama N-M, como el mostrado en la Figura H-18.11c).

CAPÍTULO H-19 MIEMBROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO SIMPLE O NO REFORZADO

H-19.1 ALCANCE

Este Capítulo se incorpora por primera vez en esta Norma. Coincide esencialmente con el documento ACI 318.1-89 Building Code Requirements for Structural Plain Concrete revisado en 1992 y el Capítulo 22 del Código ACI 318-05, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R-05).

Los muros de fundación de viviendas y otras estructuras menores quedan eximidas del cumplimiento de los requerimientos establecidos en la Tabla 4.2.2 de esta Norma, debido a que se tiene una amplia experiencia exitosa de concretos cuyas resistencias a los 28 días varían entre 175 y 210 kgf/cm².

Aún cuando en el Código ACI 318 se autoriza el empleo de concretos con agregados livianos con ciertas restricciones, la falta de experiencia en nuestro medio sobre este tipo de concretos simples aconsejaron no autorizar su empleo en esta Norma.

No está dentro del alcance de esta Norma el establecimiento de los requisitos para miembros no estructurales de concreto simple como por ejemplo, losas apoyadas directamente en el terreno.

H-19.2 LIMITACIONES

Dado que la integridad estructural del concreto simple solo depende de las propiedades del concreto, su uso debe limitarse esencialmente a miembros que: (i) se encuentran solicitados a compresión; (ii) pueden tolerar un agrietamiento aleatorio, sin detrimento de su integridad estructural; y (iii) no presupone ductilidad alguna en su diseño.

H-19.2.1 Tipos de miembros

La resistencia a la tracción del concreto puede aprovecharse en el mecanismo resistente de sus miembros. La consideración de las tensiones de tracción debidas a la retracción impedida, fluencia o efectos térmicos, deberán incorporarse en el análisis, a la vez que se adopten técnicas constructivas adecuadas para evitar agrietamiento no controlado, a menos que los efectos esperados de este agrietamiento no conduzcan a fallas en el Estado Límite de Servicio.

Las razones por las cuales no se autoriza el uso del concreto simple en columnas son varias: (a) el agrietamiento aleatorio puede afectar severamente la integridad del miembro; (b) miembros de este tipo no posee ductilidad alguna. Solo se autoriza en miembros tipo pedestal con alturas no mayores que 3 veces la menor dimensión lateral. Véase el Artículo 19.8.

De acuerdo con el contenido del Artículo 19.6, no hay restricciones de altura en muros de concreto simple. Sin embargo, para construcciones de varios niveles y otras estructuras de cierta importancia, los muros se deben diseñar con arreglo al Capítulo 14 de esta Norma.

H-19.2.2 Resistencia mínima

Dado que la capacidad portante y seguridad de los miembros de concreto simple depende únicamente de la resistencia y calidad del concreto supuesto como un material homogéneo, se establece una resistencia no menor que $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$.

H-19.3 JUNTAS

En obras de concreto simple las juntas, es el único medio de controlar las tensiones debidas a fluencia, retracción y efectos de temperatura. Por esta razón, los miembros de concreto no reforzado deben ser suficientemente pequeños. Las juntas pueden ser de construcción o de aislamiento. Para las primeras, una reducción de por lo menos 25% del espesor del miembro se considera suficiente para que sea efectiva.

Las juntas deben ser tales que no se desarrollen tensiones de tracción o de flexión en la sección de la junta después de su agrietamiento. Estas juntas no son necesarias cuando el agrietamiento aleatorio no afecte la integridad de la estructura y sea aceptable, como por ejemplo: agrietamientos transversales en un pedestal continuo de un muro. Para que las juntas se consideren suficientemente efectivas, se requiere una reducción de por lo menos 25% del espesor del miembro.

H-19.4 MÉTODO DE DISEÑO

Los miembros de concreto simple serán analizados y diseñados con los factores de combinación y minoración del Capítulo 9. Cuando la sollicitación mayorada exceda la resistencia teórica minorada, se deberá incrementar el tamaño de la sección o la resistencia del concreto, o ambos; si fuese necesario, el miembro será reforzado con arreglo a la Norma tal como se indica en la Sección 19.4.4. El Ingeniero Estructural no debe perder de vista que, si bien los incrementos de sección reducen las tensiones por sobrecargas, pueden incrementarse aquellas debidas a fluencia, retracción y temperatura.

H-19.4.2 Resistencia a tracción

La resistencia a la tracción puede tomarse en consideración para soportar las tensiones debidas a fluencia, retracción o temperatura, cuando estas se hayan limitado aplicando técnicas constructivas que eviten el agrietamiento no controlado o, si puede anticiparse que el agrietamiento no controlado debido a tales restricciones, no da lugar a fallas estructurales.

H-19.4.3 Resistencia a la flexión y a la fuerza axial

La tracción por flexión puede considerarse en el diseño de miembros de concreto simple, siempre y cuando no se excedan las tensiones permisibles y se dispongan juntas de construcción o dilatación para liberar las tracciones debidas a fluencia, retracción y temperatura.

La reducción en el espesor total h , de concreto vaciado sobre el terreno, tiene por finalidad tomar en consideración irregularidades en la excavación, así como la posible contaminación de concreto adyacente al suelo.

H-19.5 DISEÑO EN ESTADOS LÍMITES DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

H-19.5.2 Resistencia teórica a la compresión

La ecuación (19-5) refleja las condiciones generales que se presentan en miembros estructurales de concreto simple. El factor de longitud efectiva que modifica L_c , ha sido omitido en la ecuación, pues de este modo resulta conservador para el caso de muros con apoyos supuestos articulados que lo arriostran contra traslaciones laterales. Véase la Sección 19.6.3.

H-19.5.3 Resistencia teórica a la flexocompresión

Los miembros estructurales de concreto simple sollicitados al efecto combinado de flexión y compresión axial son diseñados de modo tal que en su cara comprimida se cumpla la ecuación siguiente:

$$\frac{N_U}{0,6\phi f'_c \left\{ 1 - \left(\frac{L_c}{32h} \right)^2 \right\} A_1} + \frac{M_U}{0,85\phi f'_c S_e} \leq 1 \quad (\text{H-19.6a})$$

y en la cara traccionada se cumpla:

$$(\text{Tensión por flexión}) - (\text{Tensión por compresión}) \leq \phi 1,33 \sqrt{f'_c} \quad (\text{H-19.6b})$$

H-19.5.4 Resistencia teórica a la fuerza cortante

Normalmente, el dimensionamiento de miembros de concreto simple es controlado por la resistencia a la tracción más que por la resistencia al corte. No obstante se retiene su verificación, aún cuando por simple inspección, un Ingeniero Estructural experimentado puede identificar en que casos el corte no es crítico.

Las hipótesis del análisis suponen secciones no agrietadas. Una falla por corte es una falla por tracción diagonal, la cual se alcanza cuando la tensión principal de tracción alcance la resistencia a la tracción del concreto. Puesto que una fracción dominante de la tensión principal de tracción es generada por el corte, la protección contra esa falla frágil se logra limitando el corte permisible calculado como en una sección de material homogéneo:

$$v = VQ / (I b)$$

donde v y V son la tensión y la fuerza de corte, respectivamente, en la sección considerada; Q es el momento estático del área fuera de la sección considerada respecto del eje del centro de gravedad de la sección total; I es el momento de inercia de la sección total, y; b es el ancho en el cual la tensión cortante está siendo calculada.

H-19.6 MUROS

Los muros de concreto simple pueden ser empleados en obras pequeñas localizadas en áreas no sísmicas o de bajo peligro sísmico. Aún cuando no se establecen limitaciones de altura en los muros, se debe tomar la precaución de no extrapolar su uso a obras de mayores dimensiones porque los posibles asentamientos diferenciales, los sismos, el viento u otras acciones no previstas, pueden requerir una cierta capacidad de mantener su integridad cuando están agrietadas, lo cual se logra con ductilidad. Es por ello que en estos casos se recomienda aplicar el Capítulo 14.

Por tanto, esta Norma no cubre los casos en los cuales no se dispongan apoyos que impidan los desplazamientos laterales de los muros. Cuando se dé esta situación, el muro deberá reforzarse.

Cuando la resultante de todas las cargas axiales de compresión mayoradas queda localizada dentro del tercio central de la sección total del muro de concreto simple, de sección rectangular sólida, se cumplirá con la siguiente condición:

$$\phi N_{nw} \geq N_u \quad (\text{H-19.6.1})$$

donde N_u es la fuerza axial mayorada y N_{nw} es la resistencia teórica a carga axial, calculada según:

$$N_{nw} = 0,45 f'_c A \left[1 - \left(\frac{L_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (\text{H-19.6.2})$$

Este es el denominado método de diseño empírico, válido siempre que la excentricidad no exceda $h/6$. La ecuación anterior refleja el rango de condiciones arriostradas y restricciones de extremos propias del diseño de muros.

H-19.6.3 Arriostramiento

Para el empleo del concreto simple, los muros deben estar apoyados lateralmente de modo que no puedan ocurrir desplazamientos laterales en el tope ni en la base de elementos individuales del muro. En caso contrario, el muro deberá reforzarse y ser diseñado con arreglo al Capítulo 14.

H-19.7 ZAPATAS

H-19.7.3 Espesor mínimo

Más que por su resistencia al corte, las geometrías usuales en las zapatas de concreto simple conducen a proporciones donde el espesor está controlado por la resistencia a la flexión (tensión en la fibra extrema por

tracción, no mayor que $\phi 1,33 \sqrt{f'_c}$). Para zapatas vaciadas contra el terreno natural, el espesor total **h** empleado para los cálculos de resistencia podrá reducirse en 5 cm. Véase la Sección 19.4.3.

H-19.8 PEDESTALES

Las limitaciones geométricas para pedestales de concreto simple no aplican para partes de pedestales enterrados en terrenos que estén en capacidad de suministrar restricciones laterales.

COMENTARIO A LOS ANEXOS

H-ANEXO A MÉTODO DE LAS BIELAS (NORMATIVO)

H-A.1 ALCANCE

Aunque el Método de las bielas ha sido utilizado durante muchos años en Europa [FIP, 1996], ha sido incluido en las Normas Canadienses de Concreto [CSA, 1994] y desde 1994 en las Normas Norteamericanas para Puentes [AASHTO, 1998], los procedimientos y recomendaciones para su uso fueron establecidos por el Comité ACI 445 [ACI-ASCE, 1998] y finalmente incorporados en el Código ACI 318-05, tal como se presentan en el Anexo A.

H-A.2 MODELO ESTRUCTURAL

Véase en el capítulo 2 las principales definiciones del método de las bielas: nodo, zona nodal, regiones b y d. Para un tratamiento más detallado del método, véanse las referencias del presente Anexo, en particular [Reineck, K.H, 2002; Fanella And Rabat, 2002; Wight y Parra Montesinos, 2003].

En la figura H-A.2 se presentan ejemplos de discontinuidades geométricas y de cargas, que se modelan como regiones d. El diseño de las regiones d incluye las siguientes etapas:

- a. Identificación y definición de cada región d.
- b. Cálculo de las fuerzas resultantes en las fronteras de cada región d.
- c. Seleccionar el modelo de celosía para transferir las fuerzas resultantes a través de la región d. Los ejes de los miembros o bielas a compresión y tracción se seleccionaran de manera tal que su orientación coincida aproximadamente con los ejes de los campos de tracción y compresión. Se calculan las fuerzas de compresión y tracción.
- d. Determinación de los anchos de las bielas comprimidas y de las zonas nodales a partir de las fuerzas obtenidas en el paso 3 y según las resistencias establecidas en A.3 a A.5. El acero de refuerzo se deberá anclar en las zonas nodales. En la figura H-A.3 se indica la clasificación de los nodos en función de las fuerzas concurrentes.

H-ANEXO B PROCEDIMIENTO ALTERNO PARA EL DISEÑO POR EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES (NORMATIVO)

H-B.1 ALCANCE

Los factores de mayoración de este Anexo corresponden a los del Código ACI 318 anteriores a la edición 2005, pero los factores de minoración se han adecuado a la nueva clasificación de las secciones tal como se ha indicado en el Capítulo H-9.

Respecto a la Norma Venezolana 1753-87, se han actualizado las acciones sísmicas S y de viento W.

En general el Capítulo H-9 es aplicable a este Anexo, excepto que la Figura H-9.4 se sustituye por la Figura H-B.3.

H-B.3 RESISTENCIAS DE DISEÑO

En la edición 2002 y en la presente Norma, tal como se indica en la Figura H-B.3, el factor de minoración se determinará del diagrama de tensiones de la sección transversal correspondiente a su resistencia teórica.; véase el Capítulo H-10. Los valores del factor de minoración reflejan la menor ductilidad de las secciones

comprimidas con relación a las secciones traccionadas, igualmente se reconoce que las secciones confinadas por medio de zunchos son más dúctiles que las confinadas con ligaduras. En la Figura H-B.3 se indica también el valor de ϕ en función de la razón c/d_t , obtenida del diagrama de tensiones para la resistencia teórica, donde c representa la profundidad del eje neutro y d_t la distancia entre las fibras extremas comprimidas y traccionadas y coincide con d , altura útil.

H-ANEXO D ANCLAJES EN EL CONCRETO (NORMATIVO)

H-D.1 ALCANCE

La amplia variedad de formas y configuraciones de los anclajes en el concreto dificulta la generalización de los ensayos y las ecuaciones de proyecto, por lo que se recomiendan las siguientes referencias para un tratamiento más detallado [Fanella y Rabat, 2002; Ceb, 1997; Pci, 1999]. En la figura H-D.1 se muestran los tipos de anclajes contemplados en este Anexo.

Véase en el Capítulo 2 las siguientes definiciones usadas en el proyecto de anclajes al concreto: anclaje, conjunto de anclajes, distancia al borde, elemento dúctil de acero, elemento frágil de acero, perno expansivo, profundidad efectiva del anclaje,

H-D.2 REQUISITOS GENERALES

H-D.2.1 Criterio de seguridad estructural

En la Figura H-D.2 se muestran los mecanismos de falla que condicionan la resistencia de los anclajes embebidos en el concreto.

H-D.3 DISEÑO DE LOS ANCLAJES

H-D.3.1.3 Resistencia teórica del concreto a la fractura por tracción en los anclajes

En la Figura H-D.3.1.3 (a), se muestra el área A_{No} y la deducción de la ecuación (D-9). En la Figura H-D.3.1.3 (b) ejemplos del área proyectada en función de la disposición de los anclajes. Los efectos de un conjunto de anclajes traccionados, la separación entre ellos, y la distancia a los bordes. Como A_N es el área total proyectada del grupo de anclajes, y A_{No} es el área de un anclaje individual, no es necesario incluir n , el número de anclajes en las ecuaciones (D-7) ó (D-8). Cuando el conjunto de anclajes están dispuestos de tal manera que sus áreas proyectadas se solapen, el valor de A_N requerido se reducirá en consecuencia [Farrow y Klingner, 1995].

En la Figura H-D.3.1.3 (c) y (d) se define la dimensión del término e_N empleado en la ecuación (D-12).

H-D.3.2 Diseño por corte

H-D.3.2.2 Resistencia teórica a la fractura del concreto por fuerza cortante en los anclajes

En la Figura H-D.3.2(a) se muestra el cálculo del área proyectada A_{Vo} y la deducción del valor $A_{Vo} = 4,5 c_1^2$. En la Figura H-D.3.2(b) se indica el cálculo del área A_v para varias configuraciones de anclajes.

H-ANEXO E TANQUES Y RECIPIENTES ESTANCOS DE CONCRETO (INFORMATIVO)

H-E.1 ALCANCE

En el caso de estructuras propias de la Ingeniería Ambiental y Sanitaria, los requerimientos de esta Norma pudieran ser insuficientes, especialmente en lo que corresponde a ambientes agresivos (Artículo 4.3 de esta Norma). Alternativamente, el usuario de esta Norma podrá adoptar las normas específicas del Comité ACI 350.

Las solicitaciones sísmicas se tratan en la Sección E.3.1 de esta Norma y su Comentario, y pueden complementarse con la Norma Venezolana 3623 Diseño Sismorresistente de Tanques Metálicos.

Este Capítulo establece métodos de diseño y construcción que permitan alcanzar una seguridad y durabilidad adecuada a las solicitaciones propias de las condiciones de servicio y a las acciones externas establecidas en las Normas Venezolanas, con especial cuidado en la prevención de fuga de líquidos, resistencia al eventual ataque de elementos químicos de los productos almacenados.

H-E.2 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

H-E.2.1 Información geotécnica

La buena calidad de la información geotécnica es fundamental para la fundación de los tanques y evitar así asentamientos diferenciales que puedan generar fisuración en las paredes del tanque.

En particular, en el proyecto estructural esta Norma requiere la verificación de los efectos debidos a las presiones del agua freática, así como los eventuales efectos en las subpresiones para el caso de suelos susceptibles a sufrir licuefacción (véase la Subsección E.3.1.1).

H-E.2.2 Durabilidad e impermeabilidad del concreto

La capacidad de la estructura para retener líquidos se puede garantizar, dentro de límites razonables, cuando se respeten las siguientes recomendaciones constructivas:

- a. La mezcla de concreto utilizada esta adecuadamente dosificada y el concreto se consolida sin segregación; en particular, la relación agua/cemento debe mantenerse lo mas baja posible (véase el Capítulo 4 y el Artículo 5.3);
- b. Se limita el ancho de la fisura en la cara de concreto en contacto con el agua, usando los métodos especificados en el Capítulo 10. Además se debe cumplir con la Sección H-E.6.2;
- c. Se disponen juntas de construcción y de expansión, con separaciones y diseños adecuados;
- d. Se utilizan elementos de juntas y empalmes adecuados para evitar las fugas, y;
- e. El refuerzo, en las cantidades apropiadas, se dispone y coloca adecuadamente.

La utilización de incorporadores de aire en el concreto fresco reduce la segregación del concreto y aumenta la trabajabilidad, mejorando la impermeabilidad del mismo. Las dosificaciones de los incorporadores de aire deben ser verificadas cuidadosamente por vía experimental para evitar descensos en la resistencia del concreto. El porcentaje de aire incorporado, en caso de utilizarse, no debe ser menor del 4% para lograr los efectos deseados, ni debe exceder un 6% para no penalizar excesivamente la resistencia.

H-E.2.4 Espesores mínimos de muros y losas

El espesor mínimo de los muros y losas esta controlado por el recubrimiento mínimo requerido para el refuerzo y por las consideraciones de resistencia e impermeabilidad. Para que no resulten espesores muy grandes se pueden usar paredes con contrafuertes o espolones, con una separación igual o menor a 6 m. Esta pared intermedia puede servir para formar una cámara auxiliar que facilite las futuras actividades de limpieza y mantenimiento del tanque.

H-E.2.5 Retracción por fraguado

El refuerzo por retracción y temperatura consistirá de barras con resaltes, al menos N° 3 ó 10 M para muros y losas de 20 cm de espesor y N° 4 ó 12 M para muros y losas de más de 20 cm de espesor. La separación máxima del refuerzo es de 30 cm centro a centro en cada cara.

H-E.2.6.2 Acero por retracción y temperatura

Es inevitable que ocurra la retracción de fraguado; no obstante, se deben tomar todas las precauciones para minimizarla por medio de relaciones agua-cemento apropiadas, suficiente refuerzo para retracción, disposición de juntas adecuadas y el curado de concreto. Véase la Sección E.2.5.

La cuantía de refuerzo por retracción y variación de temperatura, calculada sobre el área bruta de la sección, es función de la separación entre juntas de disipación de retracción en la dirección de refuerzo, por lo que se recomienda una cuantía de 0,0018 parece bastante razonable y práctica.

H-E.2.6.3 Recubrimiento

Los recubrimientos que se dan en la Sección 7.2.4 se consideran valores mínimos. Recubrimientos muy gruesos en miembros a flexión pueden propiciar la formación de grietas. La práctica recomienda adoptar valores análogos a los de las zapatas y muros de contención, de 5 cm de recubrimiento en el fondo y de 7,5 cm. en las paredes laterales

H-E.3 PROYECTO ESTRUCTURAL

H-E.3.1 Acciones y solicitaciones

Para la determinación de las solicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas en tanques de planta cilíndrica o prismática, se autoriza el empleo del Código ACI 350.3-01 Seismic Design of Liquid -Containing Concrete Structures y su Comentario. La metodología de ese Código conduce a solicitaciones admisibles y deberá ser reconciliada con los criterios de diseño de la presente Norma. No obstante, al usar un análisis de superposición modal similar al de la norma Venezolana 3623-00 para el diseño sismorresistente de tanques metálicos de pared delgada, de planta circular destinados al almacenamiento de productos líquidos, se podrán emplear las acciones sísmicas especificadas en este último documento, siempre que no sean inferiores a las acciones especificadas en la Norma Venezolana 1756 vigente, para los factores de uso seleccionados.

H-E.3.1.1 Nivel freático y subpresión

Cuando el estudio geotécnico demuestre que el subsuelo es potencialmente licuable, en el cálculo de las subpresiones se adoptará la densidad del subsuelo en su condición de licuado.

Deben tomarse precauciones para evitar la falla del tanque por efectos de flotación, disponiendo lastres adecuados. Igualmente, y de no contar con un drenaje adecuado, se considerará el efecto que eventuales fugas puedan tener en la evaluación del nivel freático.

H-E.3.4 Tensiones admisibles

Cuando se utilice el método de las tensiones admisibles para el diseño en flexión, deben seguirse los principios del Anexo A y las combinaciones de carga establecidas en el Artículo 9.6 de esta Norma.

Las tensiones admisibles para el diseño de concreto en flexión, para tanques y otros compartimentos estancos, son los indicados a continuación:

Fibra extrema en compresión $0,45 f'_c$

Fibra extrema en tracción en zapatas y muros de concreto simple... $0,13 f'_c$

Tensiones de contacto sobre el área total $0,250 f'_c$

Tensiones de contacto sobre un tercio del área, o menos..... $0,375 f'_c$

Las tensiones admisibles permitidas para el acero en flexión, para tanques y otros compartimentos estancos, son los indicados en la Tabla H-E.3.4.

TABLA H-E.3.4

TENSIONES ADMISIBLES EN EL ACERO DE REFUERZO

DIÁMETRO DE LAS BARRAS	TENSIONES MÁXIMAS ADMISIBLES (kgf/cm ²)	
	$f_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
Elementos en tracción directa (barra de todos los diámetros)	1000	1400
Nº 3 a Nº 5 10 m a 18m	1400	1900
Nº 6 a Nº 8 20 m a 25m	1400	1550
Nº 9 a Nº 11 32m	1400	1480

H-E.4 JUNTAS

La selección del tipo de junta tiene por objetivo compensar estos cambios volumétricos y de geometrías causados por la retracción de fraguado, la fluencia, las variaciones en la temperatura y en el contenido de

humedad, así como los eventuales asentamientos diferenciales. La junta paredes-fondo afecta la clasificación y comportamiento sismorresistente de los tanques [ACI 350.3-01; ASCE, 2003].

H-E.4.1 Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación o expansión se utilizan para permitir la expansión y contracción del concreto durante el periodo de curado y durante el tiempo de servicio de la estructura para permitir cambios dimensionales debidos a las cargas y a los asentamientos diferenciales de la estructura, así como cambios volumétricos debidos a variación de la temperatura. Las juntas de expansión pueden cumplir además, la función de juntas de contracción y de construcción.

En el diseño de las juntas que están sobre el terreno, debe tenerse especial cuidado con el efecto de la restricción que ejerce el suelo.

Tanto el relleno como las barreras (Sección E.4.2) deben ser capaces de resistir adecuadamente los movimientos que puedan ocurrir en la junta.

H-E.4.3 Rellenos

Los rellenos preformados cumplen la función doble de servir como formaleta para el vaciado del concreto de un lado de la junta y de preservar el espacio donde pueda ocurrir la expansión.

H-E.4.5 Juntas de construcción

Las juntas de construcción no pueden considerarse como juntas de expansión, a menos que se diseñen siguiendo los requisitos de la Sección E.4.1.

Alternativamente se podrán hacer juntas continuas y mediacañas. En esta solución, se prolonga la losa de fondo unos 20 cm más allá del muro exterior, para permitir apoyar el encofrado, y la junta de vaciado se hace 10 cm por encima de la losa de fondo, permitiendo el paso del acero continuo.

H-E.5 CONSTRUCCIÓN

El concreto asegurará las siguientes cualidades:

- a. El agrietamiento y fisuración estarán debidamente controlados para impedir el flujo de eventuales líquidos desde el interior hacia el exterior del recipiente;
- b. Sea lo suficientemente denso e impermeable para impedir la contaminación de los líquidos contenidos o que estos contaminen áreas externas;
- c. Tenga una resistencia adecuada contra los elementos químicos del contenido;
- d. Tenga superficies poco rugosas que minimicen la resistencia al flujo y faciliten su funcionamiento.

En este tipo de estructuras, debe tenerse especial cuidado con el fin de evitar la corrosión del refuerzo, para lo cual es imperativo lograr concretos lo más impermeables posible.

H-E.5.3 Encofrados

El tratamiento la superficie del concreto contribuye a la impermeabilidad cuando se utilizan acabados con encofrados lo mas lisos posibles. Dicha impermeabilidad también aumenta en la medida que el concreto utilizado tenga relaciones agua/cemento lo mas bajas posibles.

H-ANEXO F PAVIMENTOS DE CONCRETO ESTRUCTURAL (INFORMATIVO)

H-F.1 ALCANCE

Los pavimentos se conceptúan como estructuras, constituidas por losas de concreto continuamente apoyadas sobre la capa de apoyo subyacente, donde las cargas y tensiones que estas producen se derivan exclusivamente del uso normal.

Cuando deban considerarse cargas por efecto de elementos estructurales vinculados y que pudieran encontrarse sometidas a acción de sismo, viento, etc., no son aplicables los criterios de este Anexo.

H-F.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO

H-F.2.1.1 Resistencia de diseño del concreto

No se permite el uso del valor de resistencia a compresión del concreto f'_c , para efectos del diseño de pavimentos. Las especificaciones del proyecto deben hacer mención específica al valor contemplado para la resistencia a la tracción por flexión del concreto.

Se admite el uso de correlaciones donde se tome como base el valor de la resistencia a compresión exclusivamente para control de calidad en campo. La ecuación (F-1) correlaciona ambas resistencias.

El valor de K_r varía para concretos de peso normal entre 2,12 y 2,65, y depende fundamentalmente del agregado grueso y del tipo de cemento empleado en la elaboración del concreto. Cuando no existan valores directos que permitan establecer la correlación, se aplicará inicialmente un valor $K_r = 2,0$

El productor de concreto deberá certificar el valor de K_r y el Ingeniero Inspector se encuentra en libertad de verificarlo y modificarlo según los resultados que obtenga en pruebas sobre vigas y cilindros hechos con los mismos materiales empleados en la producción, todo lo anterior se encuentra en conformidad con lo establecido en las Normas Venezolanas 633 y 1976.

H-F.2.2 Agregados

No se permite el uso de agregados livianos en la elaboración de mezclas para pavimentos.

H-F.2.4.1 Módulo de reacción del terreno natural

Aún cuando es deseable contar con un dato exacto, debido a las características de los pavimentos rígidos se puede emplear métodos aproximados sin incurrir en errores que afecten la durabilidad de la estructura de pavimento.

Para fijar la Relación de Soporte de California (CBR) se puede recurrir a un análisis que permita clasificar el suelo según el Sistema Unificado o AASHTO y luego aplicar la Figura H-F.2.4.1.

H-F.2.4.2 Módulo de reacción efectivo

La estructura de pavimento se denomina de apoyo directo cuando las losas de concreto descansan directamente sobre la superficie del terreno natural previamente conformado y compactado. Cuando la estructura de apoyo esté constituida por una o más capas de diferentes materiales, intercaladas entre las losas y el terreno natural la estructura se denomina como de apoyo compuesto.

A efectos del diseño el terreno natural se asume como homogéneo e isotrópico en un espesor mínimo de 3 metros, contado este desde la cara superior donde se apoyará el pavimento o las capas de apoyo intercaladas. Las eventuales capas de apoyo intercaladas se asumen dentro del diseño como igualmente homogéneas y uniformes en cuanto a su composición en todo su espesor.

Cuando existan variaciones en la estructura de apoyo suficientes como para inducir cambios superiores a 5% en el valor del módulo de reacción y en todo caso cuando existan elementos rígidos intercalados, se pueden producir deflexiones diferenciales que generan fisuras en las losas, por lo cual deberá proveerse el acero de refuerzo secundario necesario para tomar los esfuerzos de manera a mantener estas fisuras cerradas para garantizar la durabilidad y la transferencia de carga en los paños.

En general la determinación del módulo de reacción para la estructura de soporte no resulta crítica en cuanto a su exactitud ya que se ha demostrado que amplias variaciones del módulo no se reflejan en diferencia de espesor significativas a efectos del diseño. Sin embargo resulta crítico a nivel constructivo garantizar la uniformidad del valor de soporte para evitar deflexiones diferenciales y eventuales grietas o fisuras no previstas.

Para el caso de pavimentos con apoyo compuesto, el valor de k_{eff} se establece combinando el valor de soporte del terreno y el de las capas de apoyo existentes entre este y la cara inferior de la losa de concreto.

La caracterización del módulo elástico del o los materiales que componen las capas de la estructura se puede efectuar de manera exacta mediante la ejecución de ensayos directos sobre el material aplicando el método AASHTO T-274. Resulta adecuado el uso de procedimientos simplificados mediante ensayos de clasificación del suelo para aplicar la Figura H-F.2.4.1 y fijar la relación de soporte de California (CBR), mediante el

procedimiento descrito en la sección F.2.4.2bii para obtener el valor soporte estimado k_e y llevar este valor a E_E mediante la ecuación $E_E = 49,28 k_e$

El procedimiento para evaluar el valor de k_e combinado se realiza aplicando la Figura H-F.4.2.2.

En caso de que exista más de una capa sobre el suelo natural se realizará el procedimiento de manera iterativa, partiendo de la capa directamente apoyada sobre el terreno, convirtiendo el resultado obtenido de la combinación de esta capa con el terreno natural en el valor para el nuevo terreno de apoyo, y así sucesivamente hasta llegar a la superficie final.

H-F.3 JUNTAS

Véase la Figura H-F.3.

H-F.5 PAVIMENTOS PARA VIAS DE TRANSITO CONVENCIONAL

H-F.5.1 Criterios Generales

El espesor de losa en pavimentos para vías de tránsito convencional según lo presentado en este Anexo se establece siguiendo los lineamientos establecidos por la PCA (Portland Cement Association) de manera que la estructura cuente con suficiente capacidad para resistir las cargas impuestas durante el período de diseño tanto por fatiga como por erosión.

Es factible establecer períodos de diseño diferentes a 20 años. Sin embargo, la experiencia muestra que a efectos económicos es deseable no considerar períodos de diseño menores.

H-F.5.2 Cargas de tránsito

Cuando la distribución de ejes no se corresponda, y/o las cargas por eje para los vehículos sean superiores a las contempladas dentro de los máximos previstos en la normativa venezolana, se debe tratar el pavimento como de tipo industrial.

El procedimiento de diseño es sensible a variaciones en las cargas de tránsito por lo cual se debe ser riguroso en la determinación de los grupos de carga que debe resistir el pavimento. Se entiende como grupo de carga la combinación de tipo de eje con la carga en el eje.

Los ejes para tránsito convencional pueden ser de tipo sencillo o dual, siendo sencillos cuando existan solamente 2 ruedas en el eje y dual cuando existen 4 ruedas. Las configuraciones de ejes están contempladas en la Norma Venezolana 614.

La aplicación de los factores de mayoración se realiza generalmente en base al criterio que asuma el proyectista, ya que normalmente no es factible predecir con exactitud el nivel de tránsito de la vía. Los valores que se muestran son una guía general, acorde con lo establecido por la PCA.

Se clasifican como vehículos pesados aquellos que cuenten con un peso vehicular en vacío superior a los 1500 kg y más de 6 cauchos. Los conteos y porcentajes a que se hace referencia al asignar los factores de mayoración de cargas corresponden a los vehículos previstos en el canal de diseño.

H-F.5.3 Mecanismo de transferencia de carga

El mecanismo de transferencia de carga en pavimentos convencionales hace referencia exclusivamente a la condición de juntas perpendiculares al sentido del tránsito y entre losas adyacentes.

La transferencia de cargas por trabazón de agregados se produce cuando el corte de la junta no se hace a profundidad completa. Resulta siempre recomendable realizar el corte con la menor profundidad posible para mantener una transferencia

H-F.5.4 Condición de borde de losa

Un borde de losa se encontrará protegido cuando se cuente con hombrillo pavimentado, siempre que el hombrillo tenga más de 1 m de ancho. Igualmente se considerará que el borde está protegido cuando existan otros mecanismos que hagan improbable que las aguas provenientes de la escorrentía superficial puedan ingresar hasta las capas de apoyo bajo las losas.

H-F.6 PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE PARA TRANSITO CONVENCIONAL

H-F.6.1 Espesor de losa

Se debe proveer un bode aumentado o engrosado en los paños de aproximación y despegue, y en donde exista una transición hacia estructuras con diferente rigidez. En general en estas transiciones no se contempla el uso de transmisores de corte, asumiéndose que al engrosar el paño se reducen los esfuerzos suficientemente. Un detalle típico del tratamiento se muestra en la Figura H-F.6.1

H-F.6.2 Juntas

La distribución de juntas típicas para un pavimento destinado a tránsito convencional se muestran en las Figuras H-F.3 y H-F.6.2.

H-F.6.2.2 Juntas longitudinales

El confinamiento lateral se conceptúa como la existencia de elementos que impidan que la o las juntas longitudinales existentes en el pavimento puedan abrirse. Se considera que un pavimento está confinado cuando se le dota de un brocal (simple o combinado con cuneta) apoyado contra el terreno u otro elemento similar que limite efectivamente las posibilidades de desplazamiento del paño de concreto. Los pavimentos que no cuenten con estos elementos deberán dotarse de barras de amarre según lo descrito en el Artículo F.4.

H-F.6.2.4 Intersección de juntas

Debe distribuirse las juntas en forma que los ángulos con los que se interceptan sean siempre mayores de 75°, y preferiblemente de 90° o más. Un ejemplo de esta distribución se tiene en la Figura H-F.6.2.4.

Cuando resulte imposible ubicar todas las juntas en forma tal que los ángulos que forman sean de 75° o más, deberá proveerse acero de refuerzo en los paños donde esta situación se presente para evitar que las eventuales fisuras que se producirán se abran. El cálculo del acero de refuerzo se realiza mediante la Fórmula F-39. La Fig. H-F.6.2.4, muestra este tratamiento, así como la ubicación de los transmisores de corte (dowels) en caso que estos se contemplen en el diseño.

H-F.7 PAVIMENTOS DE CONCRETO REFORZADO PARA TRANSITO CONVENCIONAL

La Figura H-F.7a muestra un esquema típico para pavimentos con juntas y acero de refuerzo, mientras que la Figura H-F.7b muestra el esquema para pavimentos continuamente reforzados

Se debe seguir las mismas recomendaciones que en pavimentos de concreto simples. La Figura H-F.7c, muestra este tratamiento, así como la ubicación de los transmisores de corte (dowels) en caso que estos se contemplen en el diseño.

H-F.8 PAVIMENTOS PARA ÁREAS INDUSTRIALES

Se define como pavimentos de concreto para áreas industriales aquellos sobre los cuales actúan cargas de tránsito no convencionales y/o soportan cargas estáticas verticales provenientes del almacenaje de productos o materias primas, o por apoyo simple de elementos como estanterías, anaqueles, etc.

Independientemente del tipo de losa de pavimento industrial, los paños perimetrales tendrán un espesor superior en 20% al empleado para los paños internos. En este caso se debe engrosar la totalidad del paño, en lugar de poder engrosar solamente un área como es el caso de los pavimentos para vía de tránsito convencional. La Figura H-F.8 ilustra la forma de tratar los paños perimetrales en este tipo de pavimento

H-F.8.1 Requisitos Generales

El valor mínimo de la resistencia a la flexión por tracción de diseño será de 40 kgf/cm² a la edad de 28 días.

En pisos industriales el desgaste es mucho más severo que en los pavimentos convencionales, por lo que se exige agregados de mayor dureza a fin de evitar una pérdida acelerada de la textura o acabado superficial. El límite para el agregado grueso es de 35% de desgaste en el ensayo de Los Ángeles.

H-F.8.3 Cargas vehiculares

Las ecuaciones asumen áreas de contacto circulares. Para el caso de un eje sencillo, se derivan rápidamente los valores que intervienen en el modelo tomando la Fórmula (F-57):

$$A_c = \frac{Q_{eje}}{2 \cdot P_c} = \pi \cdot (0.3 \cdot L) + (0.4 \cdot L) \cdot (0.6 \cdot L) = 0.5227 \cdot L^2$$

de donde se desprende que:

$$L = \sqrt{\frac{Q_{eje}}{1.0454 \cdot P_c}}$$

Para el caso de ruedas duales las ecuaciones comúnmente usadas para pavimentos flexibles, donde el área de contacto se asume como la suma de las áreas de contacto individuales de cada una de las ruedas, resulta en deflexiones y esfuerzos mucho mayores que los reales. Las mediciones de campo realizadas muestran que se obtienen resultados acordes con lo real cuando se toma un área circular de contacto equivalente a la de ambas ruedas más el área existente entre ellas. La Figura H-F.8.3 ilustra esta condición.

Para el modelado por elementos finitos los resultados obtenidos comparan favorablemente con las medidas reales cuando se consideran las áreas de contacto de las ruedas individuales como rectangulares de dimensiones $L \times 0,6L$, separadas entre sí la distancia $S_d=0,6L$.

H-F.8.5.2 Diseño para cargas concentradas

Las cargas concentradas representan elementos simplemente apoyados sobre las losas. Elementos como bases de columnas y apoyos donde existan componentes horizontales o momentos (por ejemplo, cargas por sismo o viento) no pueden apoyarse directamente sobre las losas del pavimento, debiendo ser calculados sus apoyos según los lineamientos aplicables de esta misma norma y aislados los mismos de las losas de pavimento.

BIBLIOGRAFÍA (INFORMATIVO)

En el Anexo C se hace referencia a bibliografía técnica recomendada de publicaciones especiales y de publicaciones de los Comités del ACI, también de Normas ASTM con las equivalencias conocidas con las Normas Venezolanas, así como las Normas del AWS, pudiéndose ver otras referencias, a menudo de interés históricas o muy antiguas en el *Commentary References* del Código ACI 318-05.

AASHTO, 2004. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Third Edition. American Association of Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

ACI Committee 116, 2000. *Cement and Concrete Terminology*, ACI 116R-02 (Reapproved 2005). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2000, 73 págs.

ACI Committee 209, 1992. *Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*. ACI 209R-92 (reapproved 1997). American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 47 págs.

ACI Committee 307, 1998. *Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys and Commentary*. ACI 307-98 and 307R-98. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 31 págs.

ACI Committee 311, 2005. *Guide for Concrete Inspection*. ACI 311.4R-05 American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 13 págs.

ACI Committee 311, 2004. *Guide for Concrete Plant Inspection and Testing of Ready-Mixed Concrete*. ACI 311.R-04, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 4 págs.

ACI Committee 313, 1997. *Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials*. ACI 313R-97. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 39 págs.

Committee 315, 2004. *ACI Detailing Manual – 2004*. ACI SP6604. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 219 págs.

- ACI Committee 318, 2005. *Building Code Requirements for Structural Concrete (318-05) and Commentary. (318R-05)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 430 págs.
- ACI Committee 325, 2002. *Guide for Design of Jointed Concrete Pavements for Streets and Local Roads*. ACI 325.12R02. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 32 págs.
- ACI Committee 336, 1993. *Design and Construction of Drilled Piers*. ACI 336.3R-93. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 30 págs.
- ACI Committee 347, 2004. *Guide to Formwork for Concrete*. ACI 347.04. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 32 págs.
- ACI Committee 349, 2000. *Reinforced Concrete Design for Thermal Effects on Nuclear Power Plant Structures*. ACI 349.1(Reapproved 2000)..American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., American, 30 págs.
- ACI Committee 350, 2001. *Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary*. ACI 350 /350R.01. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, 392 págs.
- ACI Committee 350, 2001. *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary*, 350.3/350.3R01. American Concrete Institute Farmington Hills, MI, 52 págs.
- ACI - ASCE Committee 352, 2002. *Recomendations for Design of Beam- Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures*, ACI 352R-02. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 37 págs; ACI 352R91 (Ratificada en 1997), 28 págs; ACI 352R-85, ACI Journal Proceedings, V.86, No. 3, May-June, 1985, pp. 266-83; ACI 352R76 (Ratificada en 1981), ACI Journal Proceedings, V.73 No. 7, July 1976, pp. 375-393.
- ACI Committee 355, 1997. *State of the Art Report on Anchorage to Concrete*. ACI 355. R-91. American Concrete Institute. Farmington Hills, Mich., 71 págs.
- ACI Committee 360, 1997. *Design of Slabs on Grade*. ACI 360R-92 (Reapproved 1997). American Concrete Institute. Farmington Hills, Mich., 57 págs
- ACI Committee 362, 2002. *Guide for the Design of Durable Parking Structures*. ACI 362.1R-97 (Reapproved 2002). American Concrete Institute. Farmington Hills, Mich., 40 págs.
- ACI Committee 362, 2005. *Guide for Structural Maintenance of Parking Structures*. ACI 362.2R-00 (Reapproved 2005). American Concrete Institute. Farmington Hills, Mich., 15 págs
- ACI Committee 408, 2005. *State of the Art Report: Bond under Cyclic Loads*. ACI 408.2R-92 (Reapproved 2005), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 32 págs.
- ACI Committee 421, 1999. *Shear Reinforcement for Slabs*. ACI 421.1R-99. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 15 págs.
- ACI - ASCE Committee 445, 1999. *State of the Art Report on Recent Code Approaches to Shear Design of Structural Concrete*. ACI 445R-99. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 56 págs.
- ACI Committee 543, 2000. *Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles*, ACI 543R-00. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 49 págs.
- ACI, 2006. *Requerimientos esenciales para edificios de hormigón armado*. IPS1S. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 248 págs.
- ACI, 1997. *Design Handbook*. ACI SP-17-1997 American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 482 págs.
- Ali, M. Mir, 1997. *Design of Foundations in Seismic Zones*. Concrete International, ACI, January, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, págs. 44-48.
- Allington, C., Bull, D., 2005. *Grade 500 Reinforcement: The overstrength factor for Pacific Steel micro-alloy bars and design issues with L, N, and E Grade reinforcing steel*. www.pacificsteel.co.nz.
- ASCE, 2005. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, SEI/ASCE 7-05. American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, Virginia, 376 págs.

- ANSI/ASCE, 1994. *Standard for the Structural Design of Composite Slabs*, ANSI 3-91. American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, Virginia,.
- ANSI-ASME, 1990. *Chemical Plant and Petroleum Refinery Piping*. ANSI/ASME B 31.3-1990. American Society of Mechanical Engineers, Reston, Virginia.
- Arcia Casañas, Jesús, 1949. *Vocabulario para Edificios*. Tipografía Americana, Caracas.
- Arnal H. y Neri de Toro E., 1997. *Reforzamiento y Adecuación de edificios existentes*. Tema 15 de Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela, Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales.
- ASCE, 2003. *Seismic Evaluation of Existing Buildings*. ASCE Standard No. 31-03. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 444 págs.
- ASCE, 2003. *Seismic Screening for Water and Water Facilities*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 187 págs.
- ASME, 1992. *Power Piping*. ANSI/ASME B 31.1-1992. American Society of Mechanical Engineers, New York.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2002. *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente*. NSR 98 Enero. Bogotá
- Blume, John, A., Newmark, Nathan M., and Corning, Leo, H., 1961. *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*. Portland Cement Association. Skokie, 318 págs.
- Bozorgnia, Y., y Bertero, V., Editores, 2004. *Earthquake Engineering: from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. CRC Press. Boca Raton.
- BOCA, 1996. *BOCA National Building Code*. 13th Edition, Building Officials and Code Administration International, Inc., Country Club Hills, IL, 357 págs.
- Bolívar, J., 2002. *Aspectos éticos del ejercicio de la Ingeniería Edificaciones Sismorresistentes de Concreto Armado*, Seminario Técnico SIDETUR, Caracas. Noviembre, 31 págs.
- British Standards Institution, 1972. *Code of Practice for the Structural Use of Concrete*, Part 1. Design Materials and Workmanship, CP110: Part 1, BSA, London, Nov., 154 págs.
- Broms, C.E., 1990. *Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates*. ACI Structural Journal, V. 87, No. 6, Nov.-Dec., págs. 696-705.
- Calavera, J. *Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado*. 2 tomos, 680 págs, INTEMAC, España.
- Castilla, E., y Marinilli, A., 2001. *Propiedades del acero de refuerzo para diseño sismorresistentes de estructuras* Boletín Técnico IMME, Vol. 39 No1, págs. 14-25
- CEB, 1997. *Design of Fastening in Concrete*. Comité Euro-International du Béton. CEB. Thomas Telford Services Ltd., Londres.
- Centeno, N., y Cuevas, I., 2003. *Evaluación de los Cambios Fundamentales en la Norma 1753-2002 "Norma Venezolana de Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño" respecto a la versión 1753-1985*. Tres tomos, UCAB, Junio. Caracas.
- Comisión Ad-Hoc, FUNVISIS, 2001. *Edificaciones Sismorresistentes*. Norma Venezolana 1756-2001, FONDONORMA, Caracas, 232 págs.
- FONDONORMA, 1999. *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites*. Norma Venezolana 1618:1998, Caracas, 565 págs.
- Concrete Design Committee, 1995. *Concrete Structures Standard, NZS 3101:1995*, Part 1, 256 págs.; Commentary, Part 2, 264 págs; Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand.
- CSA, 1994. *Design of Concrete Structures*, CSA Standard A23.3.-94. CSA, Ottawa, Canada.

- European Committee for Standardization, 1994. *Design Provisions for Earthquakes Resistance of Structures for Various Materials and Elements*. ENV 1998-1-3, Brussels.
- Ellingwood, B; Galambos, T.V.; MacGregor, J.G.; and Cornell, C.A., 1980. *Development of a Probability Based Criterion for American National Standard A58*. NBS Special Publication 577, U.S. Dept. of Commerce, Washington, D.C., June, 222 págs.
- Fanella, D.A., and Munshi, J.A., 2000. *Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Forces according to the 1997 UBC*, EB117, Portland Cement Association, Kokie, Illinois, 186 págs.
- Fanella, D.A., 2000. *Seismic Detailing of Concrete Buildings*. PCA SP 382, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 69 págs.
- Fanella, D.A., and Rabbat, B.G., 2002. *Notes on ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Farrow, C.B., and Klingner, R.E., 1995. *Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of existing Formulas on an LRFD Basis*. ACI Structural Journal, V.92 No. 6, Nov-Dec, págs. 698-710.
- FEMA, 2003. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. Part 1: Provisions (FEMA 450-1, 338 págs) and Part 2 : Commentary (Fema 450-2, 385 págs). Building Seismic Safety Council, USA:
- Fernández Cánovas, M., 1984. *Patología y Terapéutica del Hormigón Armado*. 2ª edición, Editorial Dossat. Madrid, 620 págs.
- Fintel, M., Ghosh, S. K., and Iyengar, H., 1986. *Column Shortening in Tall Buildings Prediction and Compensation*, EB1087D, Portland Cement Association, 34 págs.
- Fintel, M., 1969. *Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures-Preduction of Inelastic Column Shortening*. ACI Journal, Proceedings V. 66, N° 12, Diciembre, págs. 957-967.
- FIP Commission 3, 1996. *FIP Recommendations, Practical Design of Structural Concrete*. FIP Congress, SETO, London, England.
- Frosch, R. J., 1999. *Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete*. ACI Structural Journal, V. 96, No. 3, May-June, págs. 437-442.
- Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasi, E. P., 1991. *Welded Structural Wire Reinforcement for Columns*. ACI Structural Journal, V. 88, No. 5, Sept.-Oct., págs. 585-591.
- Galambos, T.V.(editor), 1998. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. Structural Stability Research Council, 5th edition, John Wiley and Sons, 911 págs.
- Gamble, W.L, 2003. *Phi Factors*. Concrete International, May, págs. 91-92.
- Gamble, W,L, 1998. *Phi -Factors and Other Anomalies*. ACI Concrete International, August, págs. 56-58.
- Grases, J., Gutiérrez, A., Rodríguez, D., and Parra, G.J, 2002. *Historial Review and Proposal for Update of the Venezuelan Standards for Reinforced Concrete Structures*. Structural Concrete of the Americas, A Workshop Sponsored by ACI International, Phoenix, Arizona. Oct 25-26 pp 20-21
- Grases, José y Gutiérrez, Arnaldo, editores; 2004. *Normas y Especificaciones para el Análisis, Diseño y Ejecución de Obras Civiles. Tomo I Estructuras*. Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, Vol. XL, Caracas, 718 págs + CD.
- Grases, José; Coordinador, 1997. *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela*. Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, Vol. XXXIII, Caracas 662 págs.
- Griezic, A.; Cook, W. D.; and Mitchell, D., 1994. *Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups*. ACI Structural Journal, V. 91, No. 2, Mar.-Apr., págs. 211-220.
- Grossfield, B., y Biornstiel, C., 1962 *Test of T-Beam with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges*. ACI Journal, Proceedings V.59, No.6, June 1962, págs 843- 851.

- Guevara, T.L y García, L. E., 2005. *The captive –and-short-column effects*. Earthquake Spectra, Vol. 21 No.1, February, págs. 141-160.
- Guimares, G. N.; Kreger, M. E.; and Jirsa, J. O., 1992. *Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials*. ACI Structural Journal, V. 89, No. 1, Jan.-Feb., págs. 89-98.
- Gutiérrez, A., 2005. *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. Proyecto de Norma COVENIN 1753 (R). Informe de Avance*. III Seminario Técnico Proyectos de Concreto Estructural según la Norma COVENIN 1753, SIDETUR, Maracay, 21 Octubre, 46 págs.
- Hanson, W.E. and Oglesby, D.D., 2003. Foundation Engineering. Judicious use of LRFD and ASD in Foundation Design. Structural Engineer, Mayo, págs. 18-22.
- Hernández J. J., 1997. *Desempeño estructural y espectros de diseño*. Tema 9, en Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela, Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas.
- Hertlein, B.H., 2003. *Chimney and Stack Inspection Guidelines*. American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, Virginia, 136 págs.
- Hsu T C., 1990. *Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete*. ASCE Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, V. 116, No. 11, Nov., págs. 3206-3226.
- Huang, Yang H., 1993. *Paviments analysisi and design*. Pretince Hall, 805 págs.
- Hurd. M. K. and ACI Committee 347. *Formwork for Concrete*. SP-4, 5th edition American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1989, 475 págs.
- ICBO, 1997. *Uniform Building Code Structural Engineering Design Provisions 1997*.Edition. International Conference of Building Officials, Whittier, Calif., 492 págs.
- ICC, 2000. *International Building Code*. International Code Council, Falls Church, VA, International Council.
- INPRES-CIRSOC, 2000. *Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes*. Inores-CIRSOC 103: Parte II. Construcciones de hormigón armado. Secretaría de Obras Públicas, Buenos Aires.
- Instituto Nacional de Normalización, 1993. *Diseño Sísmico de Edificios*. Norma Chilena NCh433.Of93
- Jirsa, J.O. 1991. *Design of beam-column joints for seismic resistance*. ACI SP-13 American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 518 págs.
- Jirsa, J.O.; Lutz, L.A.; and Gergely, P., 1979. *Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension*. Concrete International: Design & Construction, V. 1, No. 7. July, págs. 47-61.
- Liu, X. L., Lee, H. M., and Chen, W. F., 1989. *Shoring and Reshoring of High Rise Buildings*. Concrete International, V. 10, N° 1. Jan., págs. 64-68.
- Lobo Quintero, W, 1997. *Norma Venezolana para el Diseño Sismorresistente de Puentes. (Propuesta 1987)*. Documento E en Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela. Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas, Julio; págs. 393-450.
- Lubell, A., et al., 2004. *Safe Shear Design of Large, Wide Beams*. Concrete Internacional. ACI. January 2004. pp. 67-68
- Luna, José L., y Tena C., Arturo, 2002. *Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado*. Revista de Ingeniería Sísmica. No. 66 págs.
- MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., 1995. *Design for Torsion*. ACI Structural Journal. V. 92, No. 2, Mar.-Apr., págs. 211-218.
- MacGregor, J.G., 1976. *Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete*, Canadian Journal of Civil Engineering, V.3. No.4, December, págs. 484-513.

- Marín, J. 2000. *Traducciones del inglés. Términos confusos Ingeniería Civil Edificaciones*. Caracas, Septiembre, 78 págs.
- Marín, J. y Güell, A., 1991. *Manual para el Cálculo de Columnas de Concreto Armado*. 2ª. Impresión revisada, Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Caracas. Venezuela. 222 págs.
- Marín, J., 1999. *Terminología de las Normas Venezolanas COVENIN-MINDUR de Edificaciones*. Norma Venezolana 2004, Caracas, 122 págs.
- Marín, J. 1984. *Computing Column, footing and Gates through moments of areas*. Computer and Structures. Vol. 18, No. 2. Pergomon Press, pág 343-349
- Mast, R. F., 1968. *Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections*. Proceedings, ASCE, V. 94, No. ST6, June 1968, págs. 1485 -1504.
- Mast, R. F., 1992. *Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members*. ACI Structural Journal, V. 89, No. 2, March-April, págs. 185-199.; Discusión, ACI Structural Journal, March-April, págs. 591-593.
- Mirza, S.A., 2000. *Study of Structural Safety of Reinforced Concrete Flexural and Compression Members*. ACI SP SP-196, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI págs. 141-173.
- Mueller, K., and Carter, Ch., 2003. *The One-Third Stress Increase: Where is it now?* Modern Steel Construction, October, págs. 22-28.
- Naaman, A. E., 2004. *Limits of Reinforcement 2002 ACI Code: Transition, Flaws, and Solution*. ACI Structural Journal, V.101. No.2, March-April, págs 209-218
- Nowak, A.S., and Szerzen, 2003. *Calibration of design code for building (ACI 318): Part I: Sttatistical models for resistances*. ACI Structural Journal, May-June, págs. 377-382.
- Okamura, H., et al., 1970. *Elastic Frame Analysis - Corrections Necessary for Design of Short Concrete Columns in Braced Frames*. ACI Journal, Proceeding V. 67, November, págs. 894-897.
- Orangun, C.O.; Jirsa, J.O.; and Breen, J.E., 1977. *A Revaluation of Test Data on Development Length and Splices*. ACI Journal Proceedings, V. 74 No. 3, March, págs. 114-122.
- Pacific Steel .*Reinforcing bar & coil. Mechanical properties.Suitability for seismic zones.*
www.pacificsteel.co.nz
- Park, R., 2003. *Some controversial aspects of the seismic design of reinforced concrete building structures*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. Vol 39 No.. 3 Sept, págs. 165-188
- Park, R., y Paulay, T., 1975. *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley y Sons, New York, 769 pág
- Parra-Montesinos, G., Grases, J., Gutiérrez, Rodríguez, D., 2004. *Current Venezuelan Design Practice for Structural Wall and New Alternative for Reducing Reinforcement Detailing in SeismiG-Resistant Wall Systems*. 2nd Internacional Workshops Structural Concrete in the America, Washington D.C. USA.
- Parra-Montesinos, G.; Grases, J.; Gutiérrez, A.; Rodríguez, D., 2002, *Historical Review and Proposal for Update of Venezuelan standars for Reinforced Concrete Building*. Structural Concrete in the America ACI-318 Workshop, Phoenix AZ USA.
- Paulay, T., Prestley, M.J.N., 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley Intescience, 744 págs. New York.
- Paultre, P., and Mitchell. D., 2003. *Code Provisions for High-Strength Concrete an International perspective*. Concrete International, May, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, págs. 76-90.
- Pauw, Adrian, 1960. *Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density*. ACI Journal, Proceedings, V. 32, N° 6, December, págs. 679-687.
- PCA, 1959. *Continuity in Concrete Building Frames*. Publication PCA EB033D, Portland Cement Association, Skokie , 56 págs.

- PCA, 1972. *Handbook of Frame Constants*. Publication PCA EB034D, Portland Cement Association, Skokie, Ill., 34 págs.
- PCA, 1992. *Circular Concrete Tanks without Prestressing*. Publication PCA IS072. Portland Cement Association, Skokie, Ill, 52 págs.
- PCA, 1997. *Underground Concrete Tanks*. Publication PCA IS071, Portland Cement Association, Skokie, Ill , 4 págs.
- PCA, 1998. *Rectangular Concrete Tanks*. Publication PCA IS003, Portland Cement Association, Skokie, Ill ,182 págs.
- PCA, 2002. *Design of Liquid-Containing Concrete Structures for Earthquake Forces*. Publication PCA EB219, Portland Cement Association, Skokie, Ill , 60 págs.
- PCI, 1992. *Design Handbook- Precast and Prestressed Concrete*. 4th Edition. Precast / Prestressed Concrete Institute, Chicago, 580 págs.
- PDVSA 1993. *Diseño Sísmico de Tanques Metálicos*. PDVSA FJ-251. Especificaciones de Ingeniería.
- Popov, E., Bertero, V. and Krawinkler, H., 1972. *Cyclic behavior of three r.c. flexural members with high shear*. Report EERC 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, October.
- Porrero, J., Ramos, C., Grases, J. y Velazco, G., 2003. *Manual de Concreto Estructural*. Fondo Editorial SIDETUR, Caracas, 504 págs.
- Reineck, K.H., editor, 2002. *Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models*. SP-208. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 242 págs.
- Riddell, R., Wood, S., and De La Llera, C., 1987. *The 1985 Chile earthquake. Structural characteristics and damage statistic for the building inventory in Villa del Mar*. Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 534, University of Illinois.
- Rivera de Uzcátegui, I., 1997. *Evaluación sísmica de edificaciones bajas*. Tema 14 de Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela, Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas.
- Rodríguez, Denis, 2003. *Acero de refuerzo en columnas*. Revista Construcción. Cámara de la Construcción, No. 370. Caracas, Octubre- Noviembre-Diciembre. Págs, 74-77
- Rodríguez, Denis, 2003. *Detalles sismorresistente de miembros estructurales*. Revista Construcción. Cámara de la Construcción, No. 369. Caracas, Julio- Agosto-Septiembre. Págs, 42-47
- Rodríguez, Denis, 2003. *El Nodo viga-columna como miembro estructural de concreto armado*. Revista Construcción. Cámara de la Construcción, No. 368. Caracas. Abril- Mayo-Junio. Págs, 66-69
- Rodríguez, Denis, 2002. *Muros estructurales. Diseño Sismorresistente*. Revista Construcción, Cámara de la Construcción, No. 366. Caracas, Julio-Agosto- Septiembre, págs. 74 y 75.
- Roller, J. J., and Russell, H. G., 1990. *Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement*. ACI Structural Journal, V. 87, No. 2, Mar.-Apr., págs. 191-198.
- Saemann, J.C., y Washa, G.W., 1965. *Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-place Slabs*. ACI Journal, Proceedings V.61, No.11, Noviembre, págs. 1383-1409. Véase la discusión en el ACI Journal, June.
- Sakai, K., and Sheikh, S. A., 1989. *What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)*. ACI Structural Journal, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., págs. 192-207.
- SBSC, 1996. *Standard Building Code*. Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, Ala., 656 págs.

SEAOC, 2004. *Omega Factor Discussion, Position Statement, 2001. revised 2004*. Seismology Committee Structural Engineers Association of California.

SEAOC, 1999. *Recommended Lateral Forces Requirements and Commentary*. 7th Edition, Seismology Committee Structural Engineers Association of California, 440 págs.

Standards Association of New Zealand, 1995. *NZ:3101:1995, Concrete Structures Standard*. Part 1: Design of Concrete Structures. Part 2. Commentary, 256 págs. Auckland, NZ.

Teixeira, J., 2006. *Diseño de nodos viga-columna en pórticos de concreto estructural*. UCAB, Junio. Caracas, 212 págs.

Troconis de Rincón, O. et al, 2003. *Manual de Rehabilitación de Corrosión de Estructuras de Hormigón Armado. Reparación, Refuerzo y Protección*. Rehabilitar/Red Temática XV.F/CYTED, 741 págs y CD.

Troconis de Rincón, O. et al, 2000. *Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión de Estructuras de Hormigón Armado*. Tercera edición. DURAR/ Red Temática XV.B Durabilidad de la armadura/ CYTED, 208 págs.

Troconis de Rincón, O. et al, 1998a. *Corrosión y Protección de Metales en las Atmósferas de Iberoamérica*. Parte I: Mapas de Iberoamérica de Corrosividad Atmosférica. Proyecto MICAT, XV.1-CYTED, 816 págs. Parte II: Protección Aticorrosiva de Metales en las atmósferas de Iberoamérica. Red Temática Pátina, XV.D / CYTED., 791 págs.

Velásquez, José M, 1997. *Las Estructuras de Fundación. Diseño Sismorresistente*. Tema 12 en Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela. Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas, Julio; págs. 197-213.

Watson, S., Zahn, F.A., and Park, R, 1994a. *Confining Reinforcing for Concrete Columns*. ASCE. Journal of Structural Engineering, Vol. 40 No. 6

Watson, S., Zahn, F.A., and Park, R, 1994b. *Simulated Seismic Load Test on Reinforcing Concrete Columns*. ASCE. Journal of Structural Engineering, Vol. 40 No. 6

Wight, J.K., and Parra-Montesinos, G.J, 2003. *Strut-and-Tie Model for Deep Beam Design*. Concrete International May American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, págs. 63-70

Yamada, T.; Nanni, A.; and Endo, K., 1991. *Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio*. AC1 Structural Journal. V. 88, No. 4, July-Aug., págs. 555-563.

Zhu, S., and Jirsa, J. O., 1983. *Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints*. PMFSEL Report No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, July.

FIGURAS

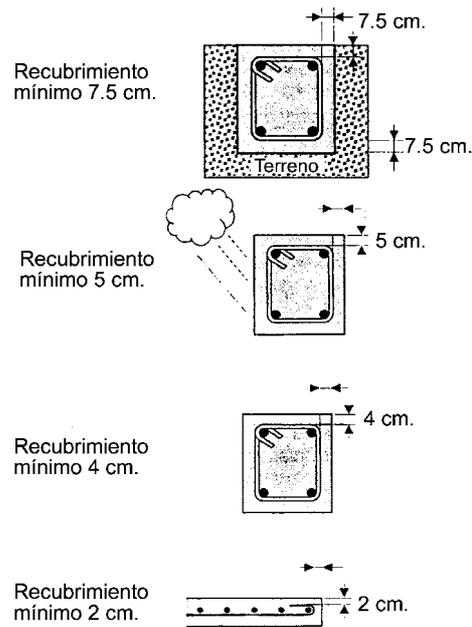


Figura H-7.2.4 Recubrimiento mínimo de protección

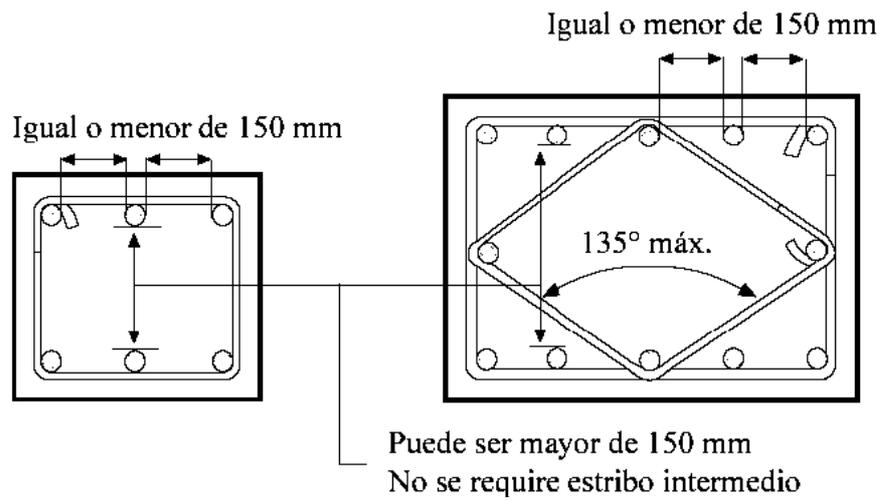


Figura H-7.5.2 Dimensiones entre acero de refuerzo para columna apoyada lateralmente

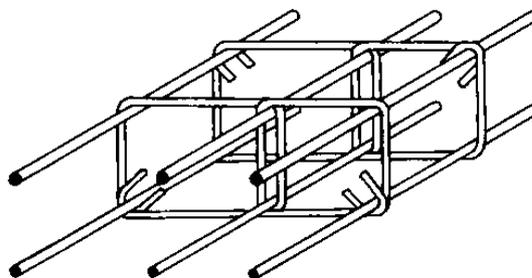


Figura H-7.6 Estribos cerrados

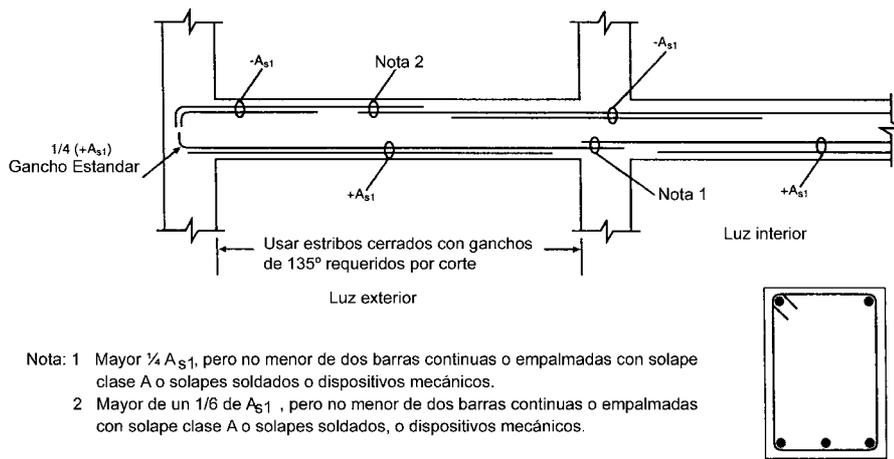


Figura H-7.8 Continuidad del acero de refuerzo en vigas perimetrales

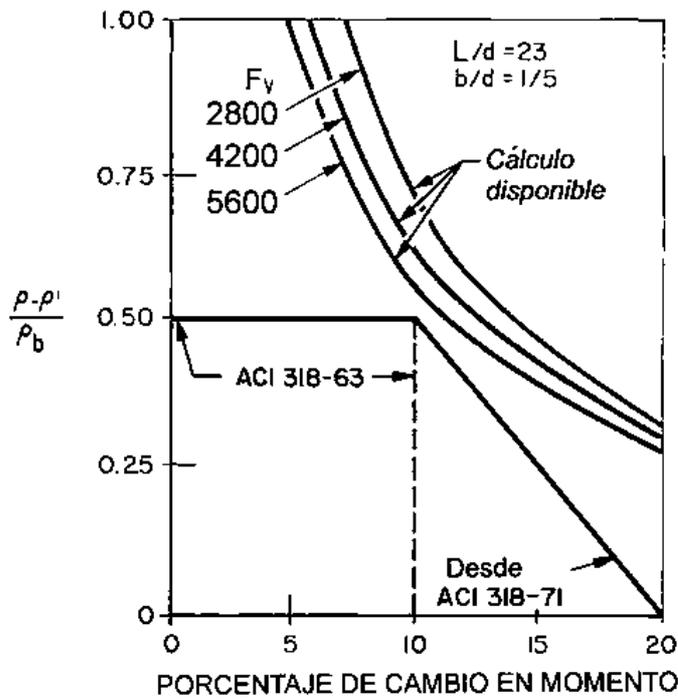


Figura H-8.4 Redistribución permisible de momentos para la capacidad mínima de rotación

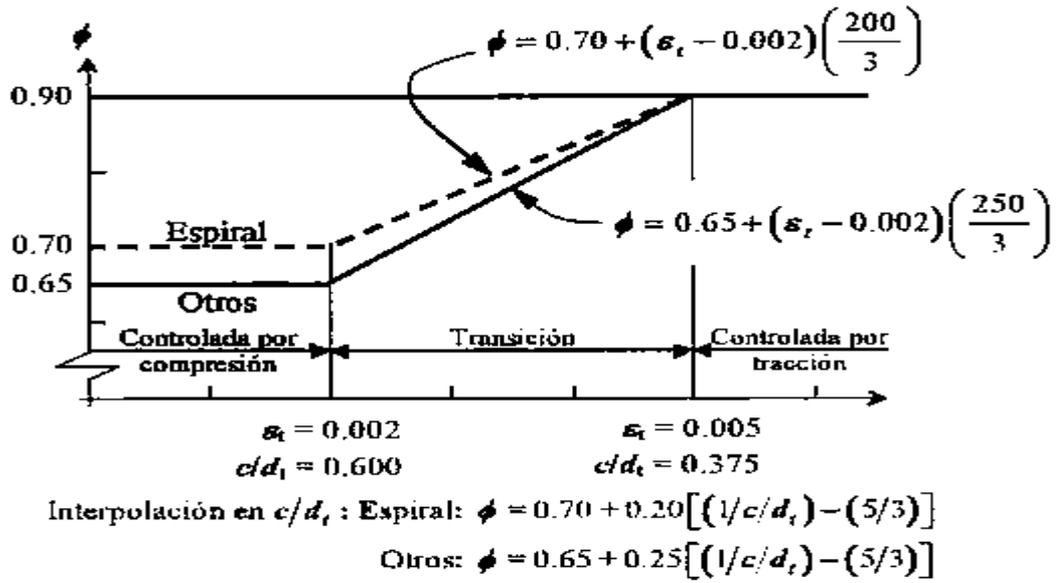


Figura H-9.4 Variación de un ϕ en función de la clasificación de la sección

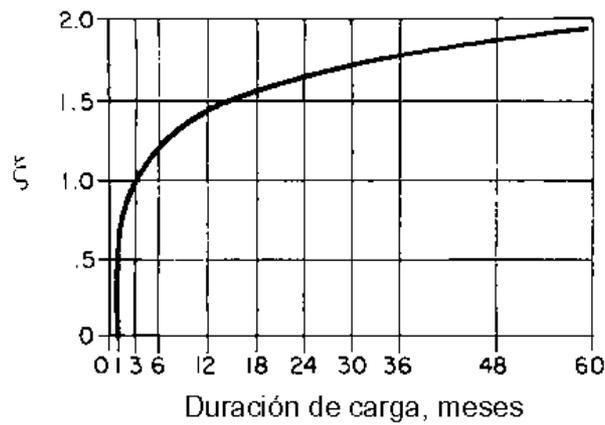


Figura H-9.6.2.1 Factor ξ para el cálculo de flechas diferidas

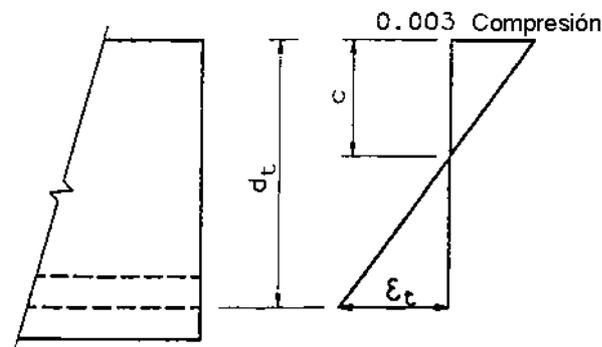


Figura H-10.2.1 Distribución de deformación y la deformación a tracción neta

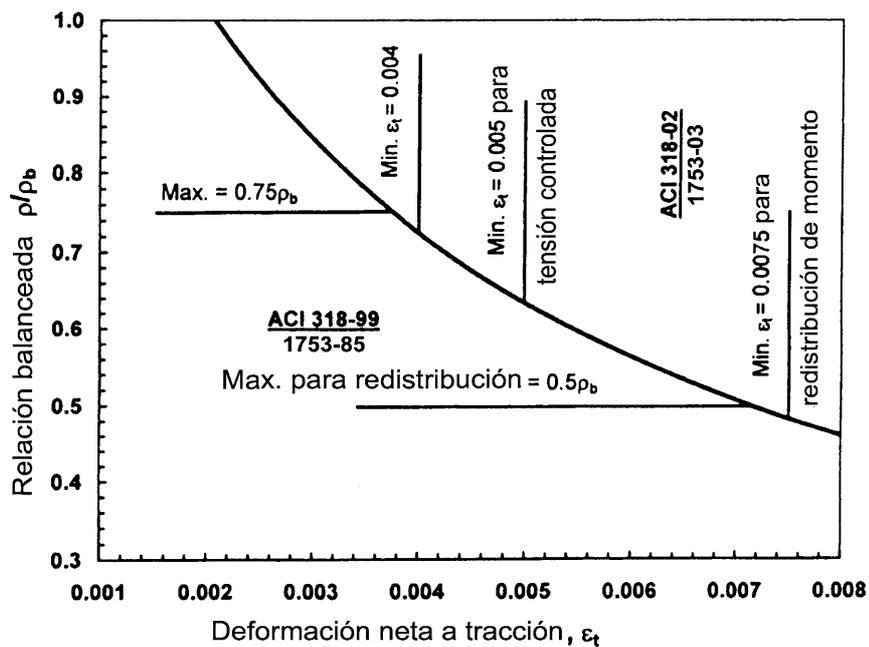
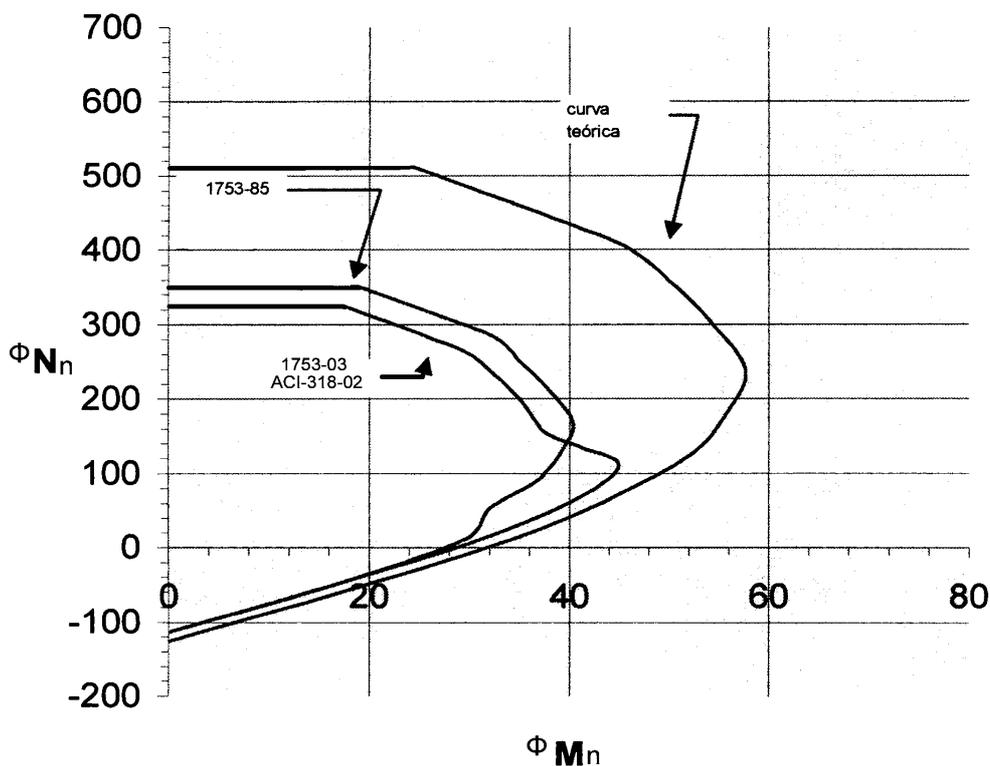


Figura H-10.2.4 Relaciones entre la cuantía balanceada y la deformación neta a tracción



Nota: La curva señalada 1753-03 debe mencionarse 1753-06 correspondiente a la presente edición de la Norma
Figura H-10.5 Modificaciones en diagramas de interacción típicos

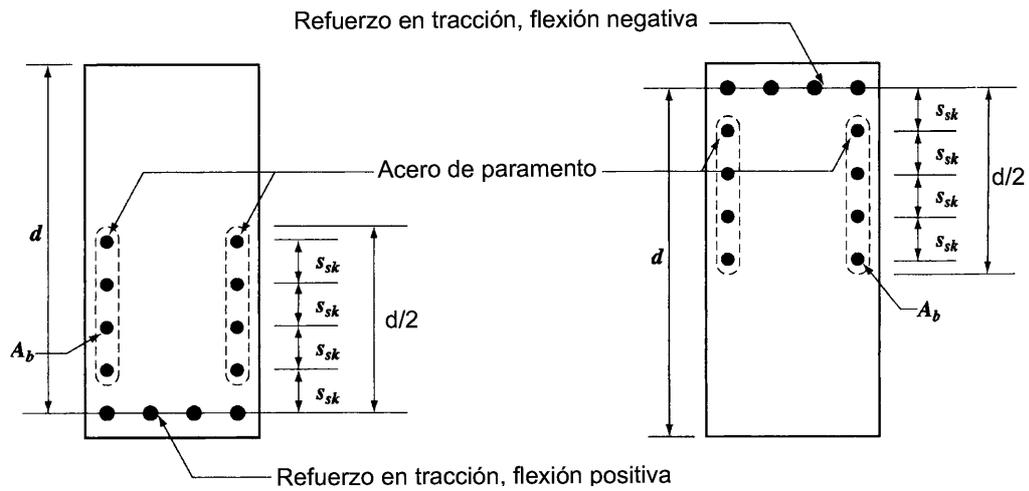
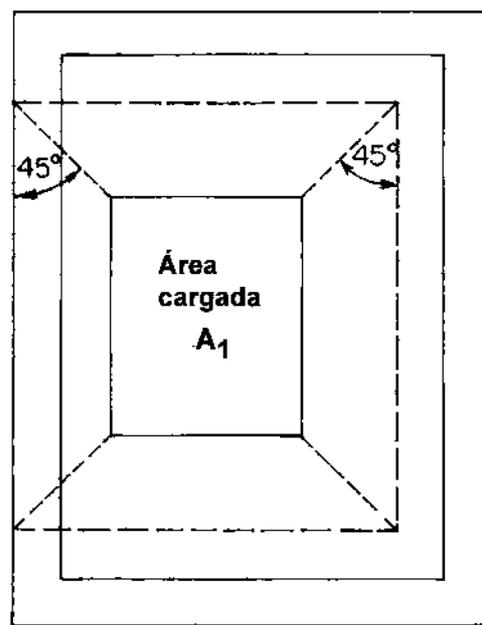


Figura H-10.3.2.3 Acero de paramento para vigas y nervios con $d \geq 75$ cm



Planta

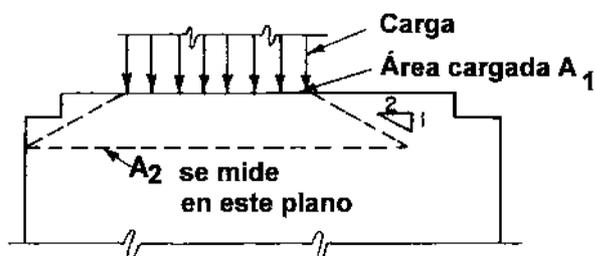


Figura H-10.8 Cálculo de A_2 en apoyos escalonados en pendiente

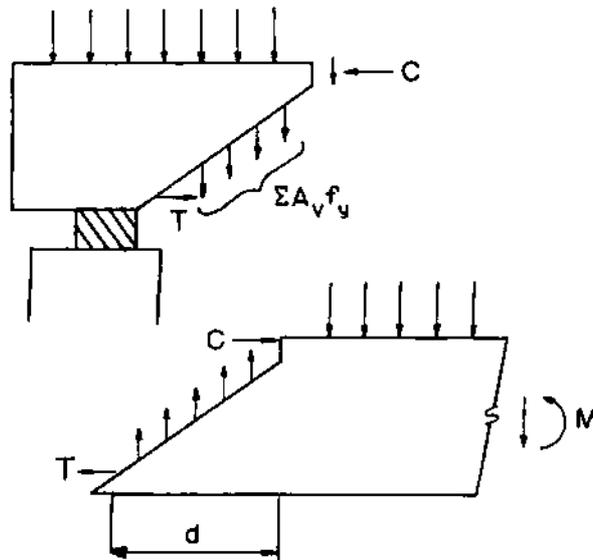


Figura H-11.2 (a) Diagrama de cuerpo libre del extremo de la viga

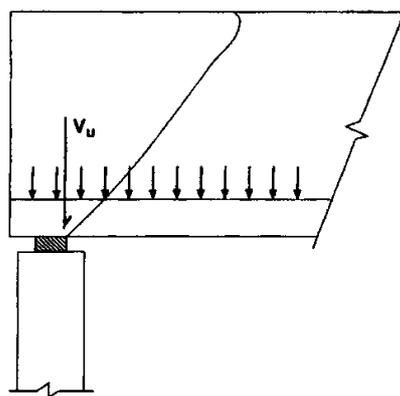
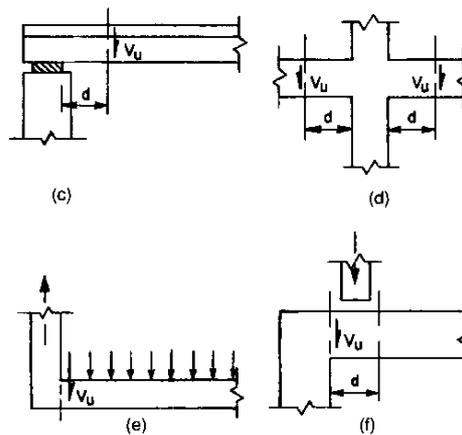
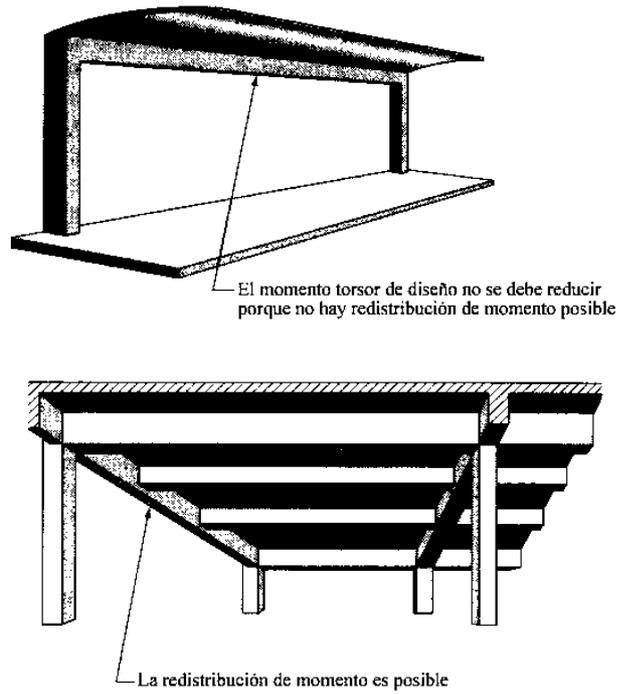


Figura H-11.2 (b) Ubicación de la sección crítica por corte en un miembro cargado cerca del apoyo



Figuras H-11.2 (c, d, e, f) Condiciones de apoyo típicas para localizar la fuerza mayorada de corte V_u



(a) no debe ser reducido

(b) Se permite reducirlo

Figura H-11.5.1 El momento torsor de diseño

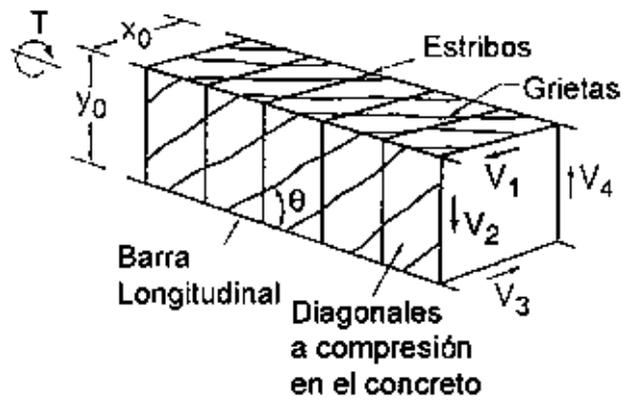


Figura H-11.5.2 (a) Analogía de la celosía espacial

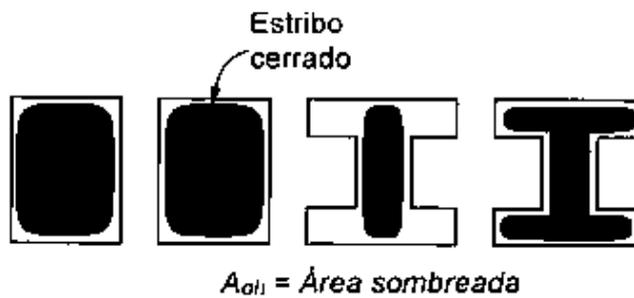


Figura H-11.5.2 (b) Definición de A_{oh}

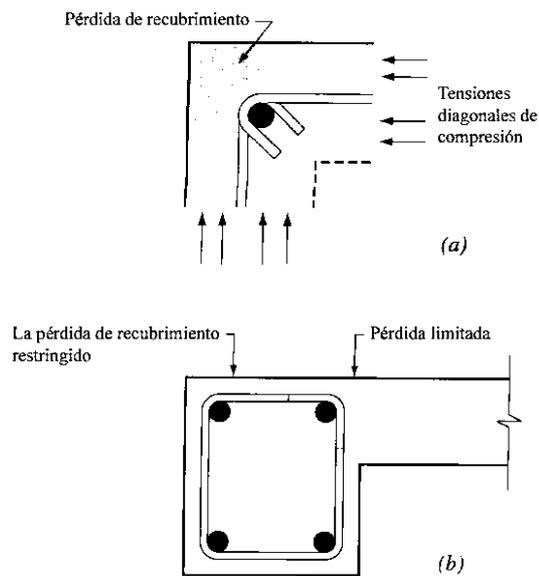


Figura H-11.5.4.1 Pérdida de recubrimiento en las esquinas en vigas solicitadas por torsión

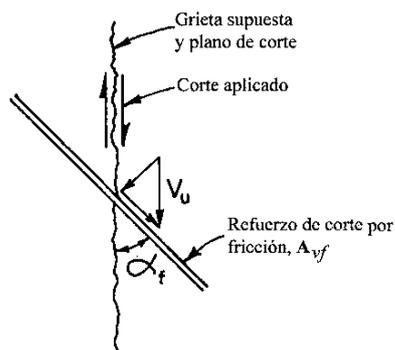


Figura H-11.6 Refuerzo de corte por fricción formando ángulo con la grieta supuesta

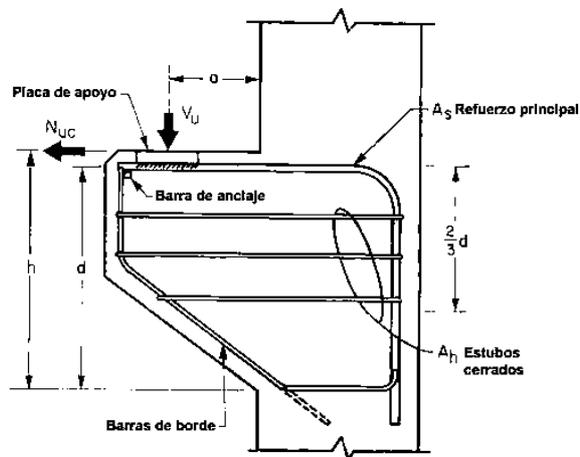


Figura H-11.8 Notación usada en el Artículo 11.8

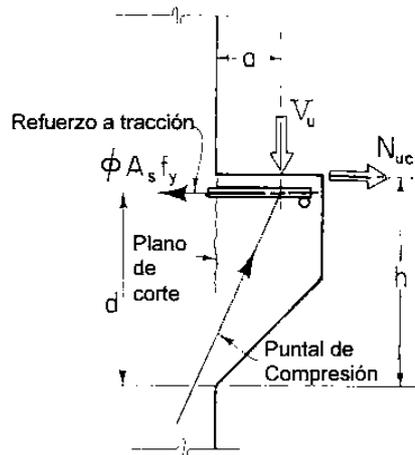


Figura H-11.8.1 Equilibrio estático en una ménsula

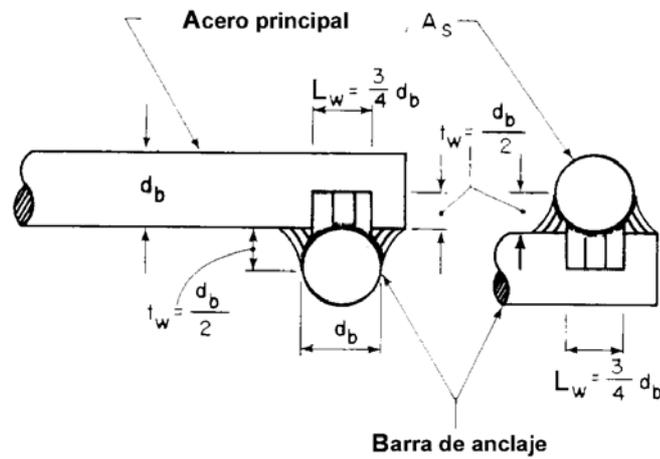


Figura H-11.8.3 Detalle recomendado de soldadura

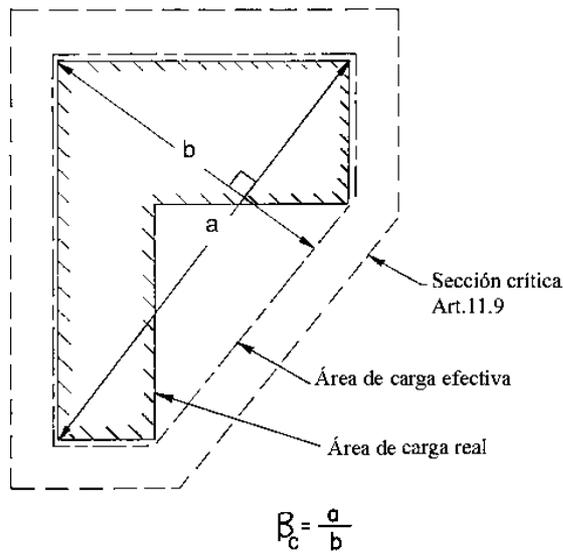


Figura H-11.9.1 Valor de β_c para un área cargada no rectangular

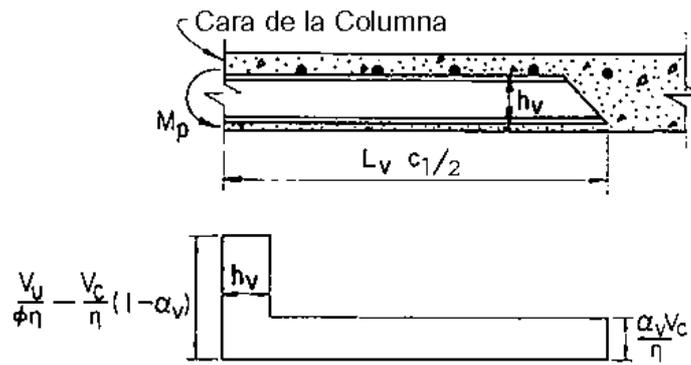


Figura H-11.9.4 Corte idealizado actuando sobre una parrilla

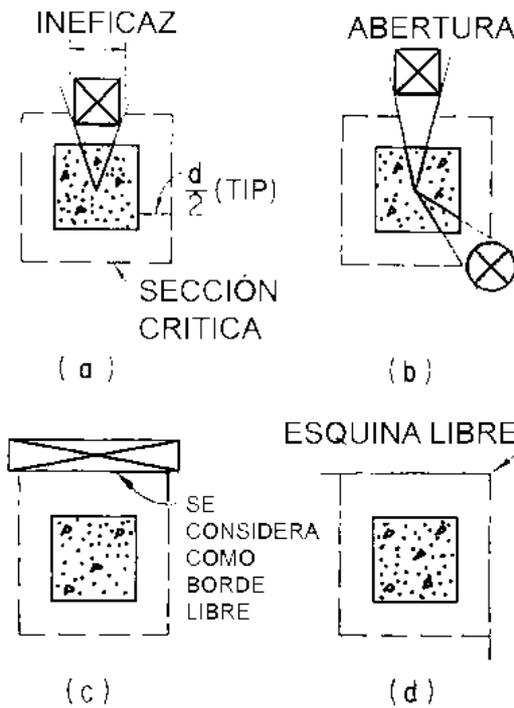


Figura H-11.9.5 Efecto de aberturas de bordes libres (el perímetro efectivo se señala con líneas punteadas)

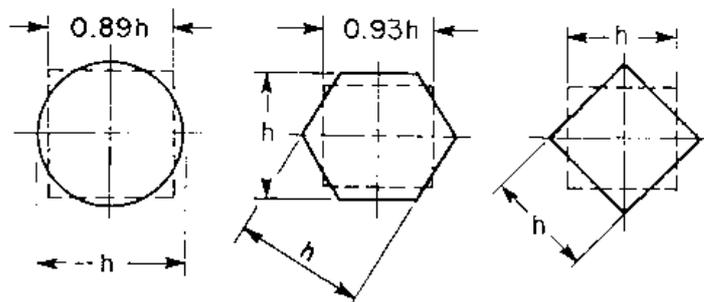


Figura H-11.9.6 Ejemplos de sección cuadrada equivalente para miembros de apoyo

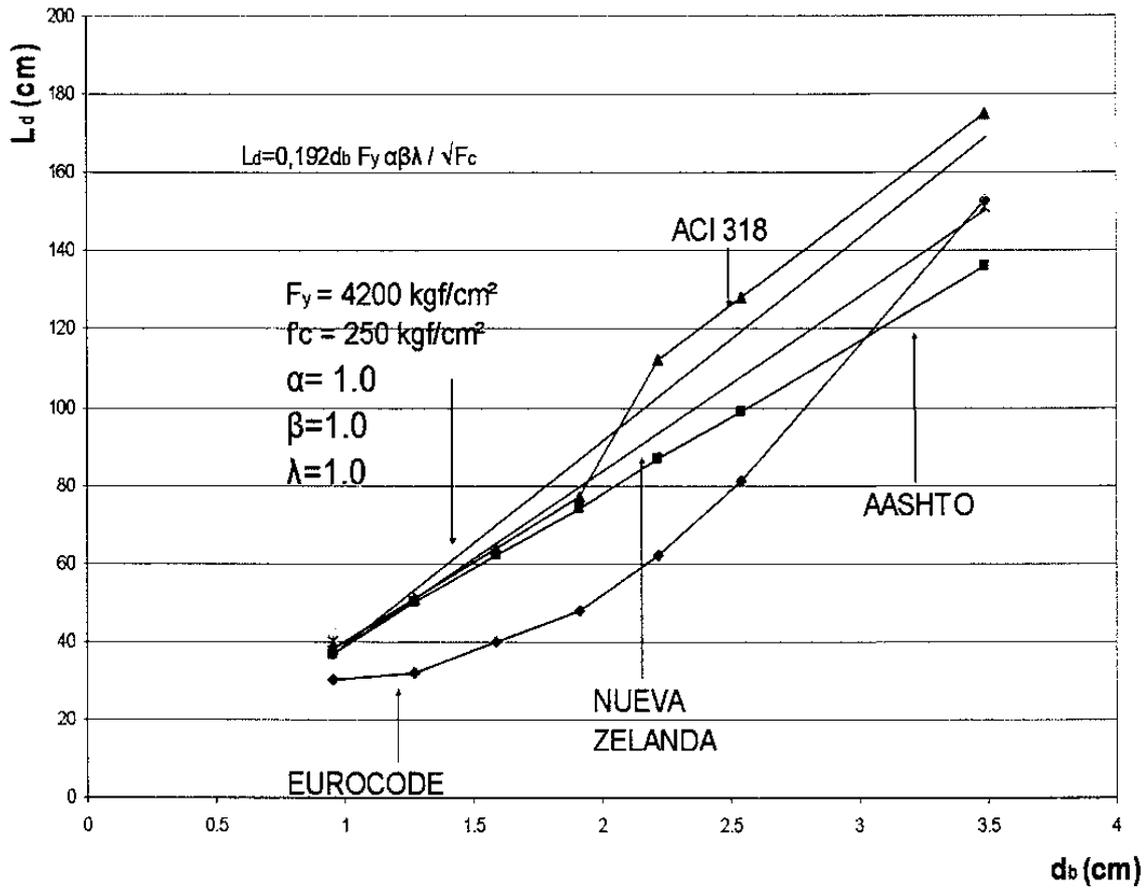


Figura H-12.2.1 Comparación de longitudes de transferencia de tensiones según ecuación 12.3 y otros criterios normativos

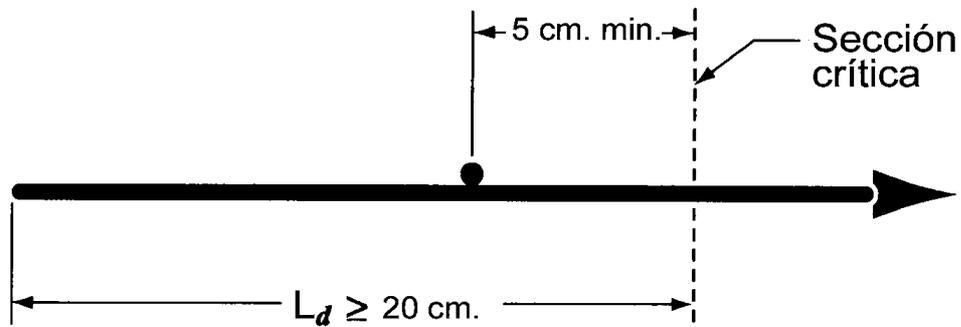


Figura H-12.2.1.2 Longitud de transferencia de malla de alambres con resaltes electrosoldada

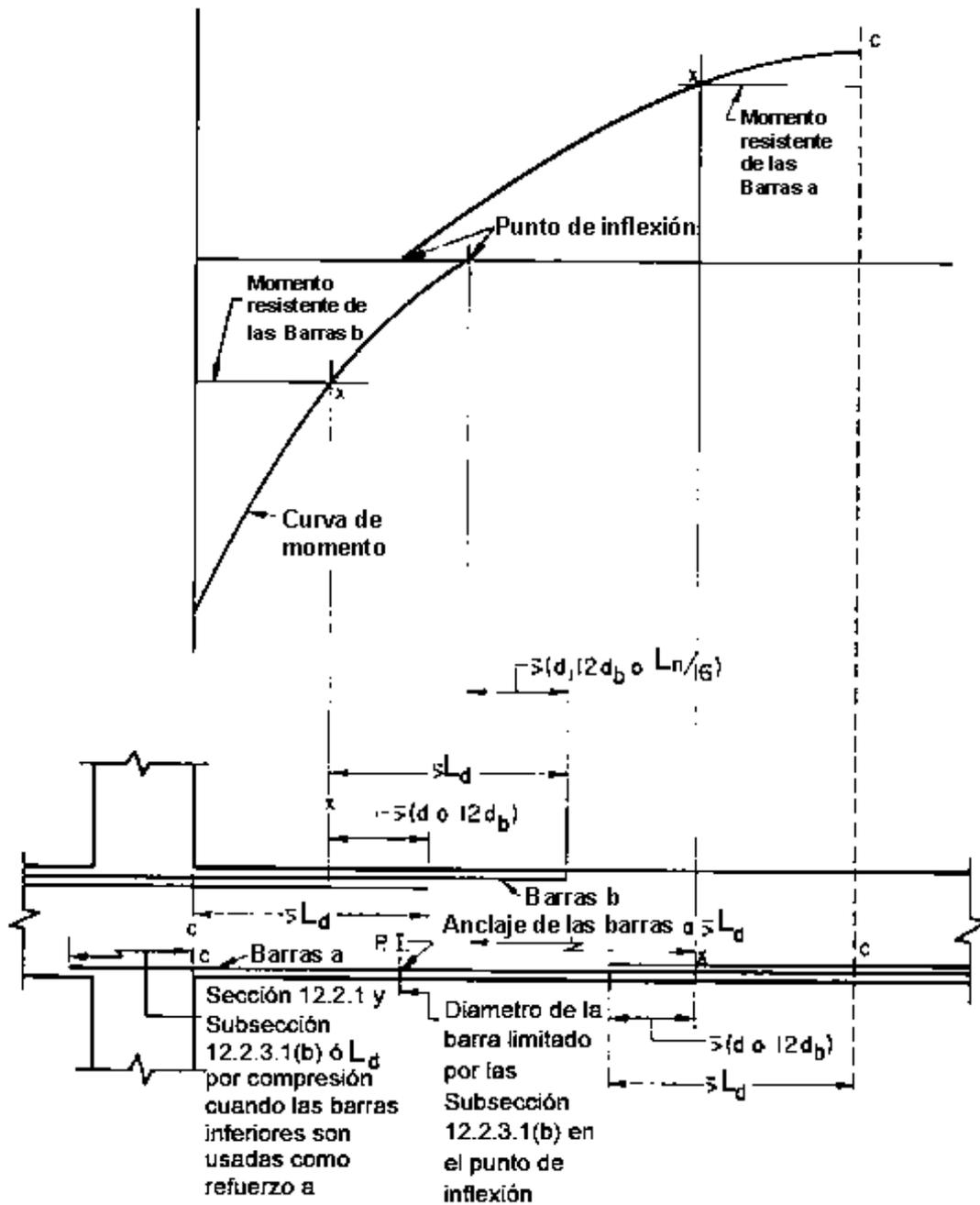


Figura H-12.2.3a Longitud de transferencia del refuerzo por flexión en una viga típica continua

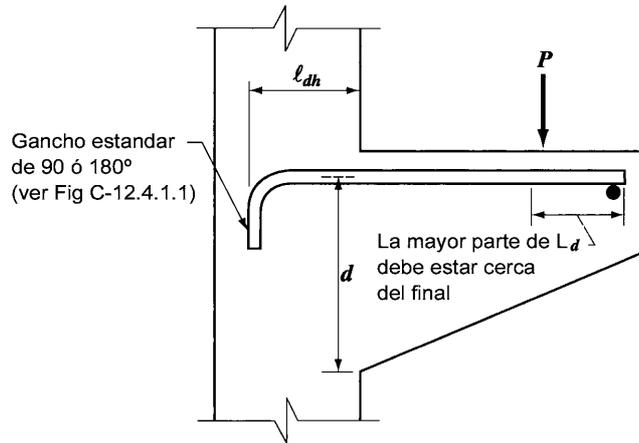
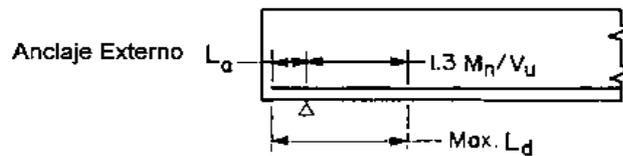
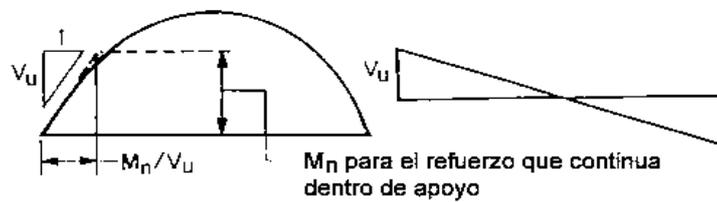
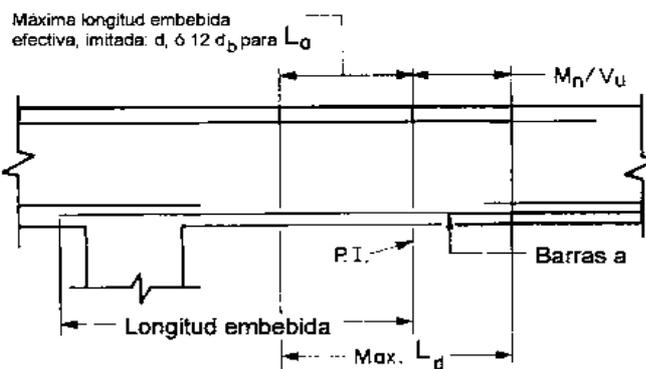


Figura H-12.2.3 b Miembro especial que depende en gran parte del anclaje exterior



Nota: El factor 1.3 sólo se usa cuando confina los extremos de los refuerzos

(a) Tamaño máximo de la barra en un apoyo simple



(b) Tamaño máximo de la barra "a" en el punto de inflexión

Figura H-12.4 Criterios para la determinación del tamaño máximo de la barra

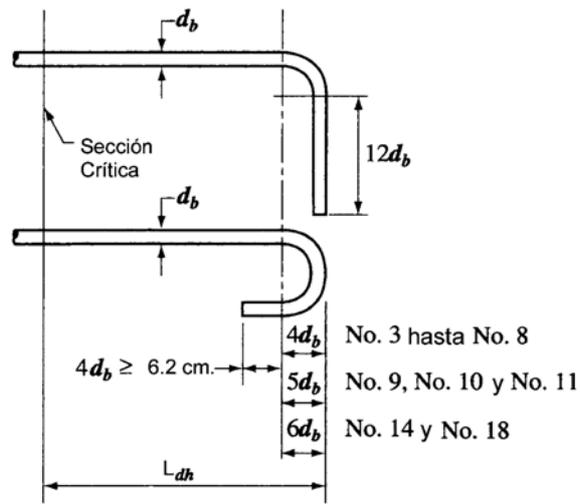


Figura H-12.4.1.1 Detalle de barras con ganchos

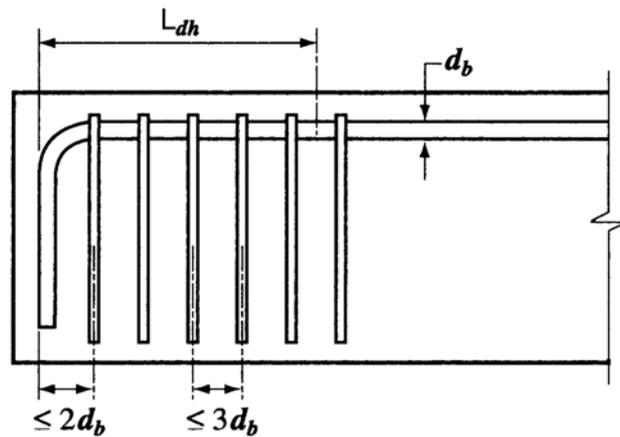


Figura H-12.4.1.1 a Estribos colocados perpendiculares a la barra, espaciados en la longitud de transferencia L_{dh}

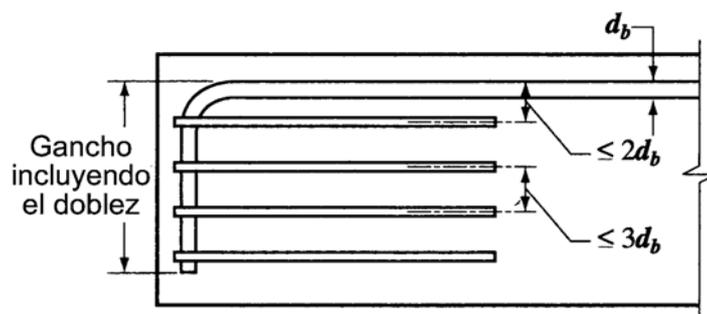


Figura H-12.4.1.1 b Estribos colocados paralelos a la barra, espaciados a lo largo de la longitud del gancho incluyendo el dobléz

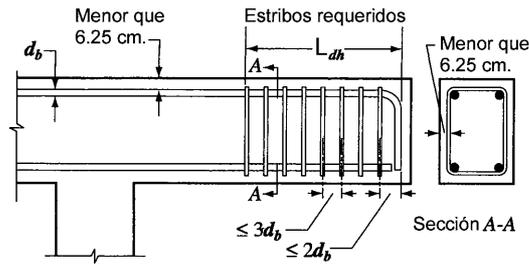


Figura H-12.4.1.3 Recubrimiento del concreto

Franja	Localización	Porcentaje mínimo de A_s en la sección	Sin abacos (Sin sobre espesores)	Con Abacos (Con sobre espesores)															
			<table border="1"> <tr> <td rowspan="2">Franja de Columnas</td> <td>Arriba</td> <td>50 % Restante</td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td>Abajo</td> <td>100 %</td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Franja de Columnas	Arriba	50 % Restante			Abajo	100 %			<table border="1"> <tr> <td rowspan="2">Franja Central</td> <td>Arriba</td> <td>100 %</td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td>Abajo</td> <td>50 % Restante</td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Franja Central	Arriba	100 %			Abajo
Franja de Columnas	Arriba	50 % Restante																	
	Abajo	100 %																	
Franja Central	Arriba	100 %																	
	Abajo	50 % Restante																	

c_1 Luz libre L_n c_1 Luz libre L_n c_1
 Apoyo exterior sin continuidad de la losa Apoyo interior con continuidad de la losa Apoyo exterior sin continuidad de la losa

Figura H-13.1 Longitudes mínimas del acero de refuerzo en losas

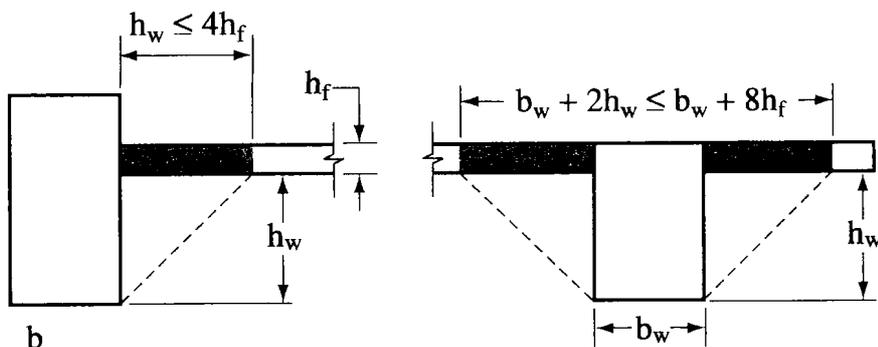


Figura H-13.2.3 Ejemplos de la porción de losa a ser incluida con la viga

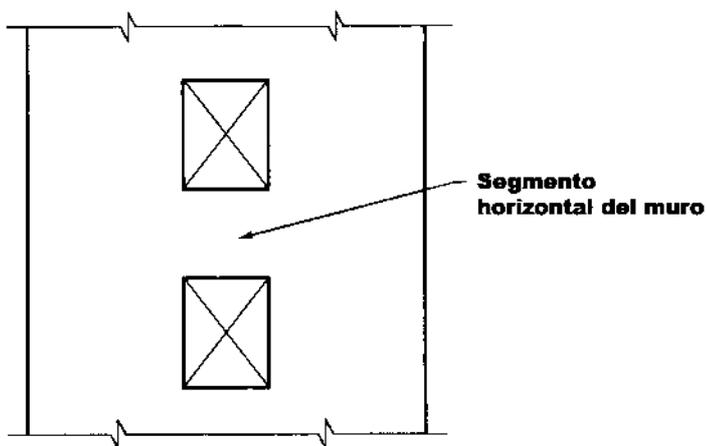


Figura H-14.2.6 Muro con aberturas

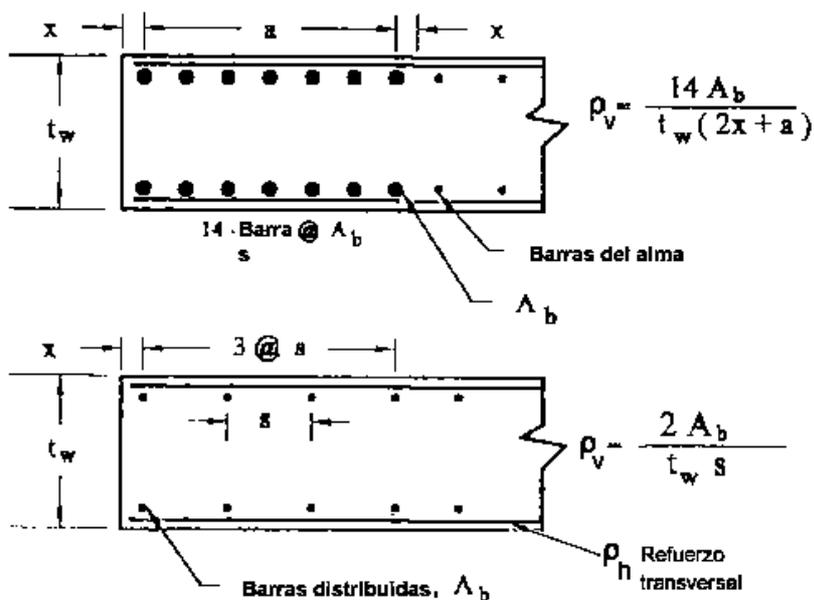


Figura H-14.6.1 Relaciones de refuerzo longitudinal para condiciones típicas de miembros de borde en muro

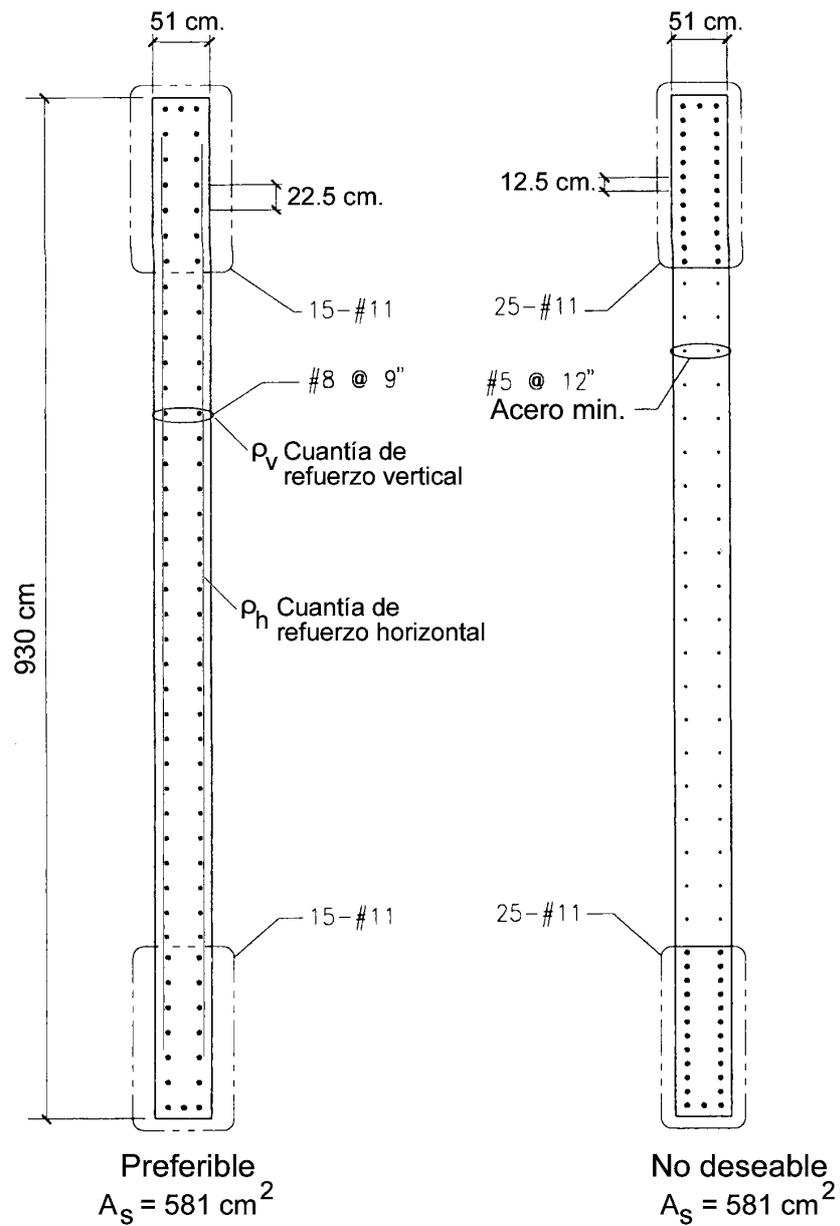


Figura H-14.3 Distribución del acero de refuerzo longitudinal en la sección de un muro

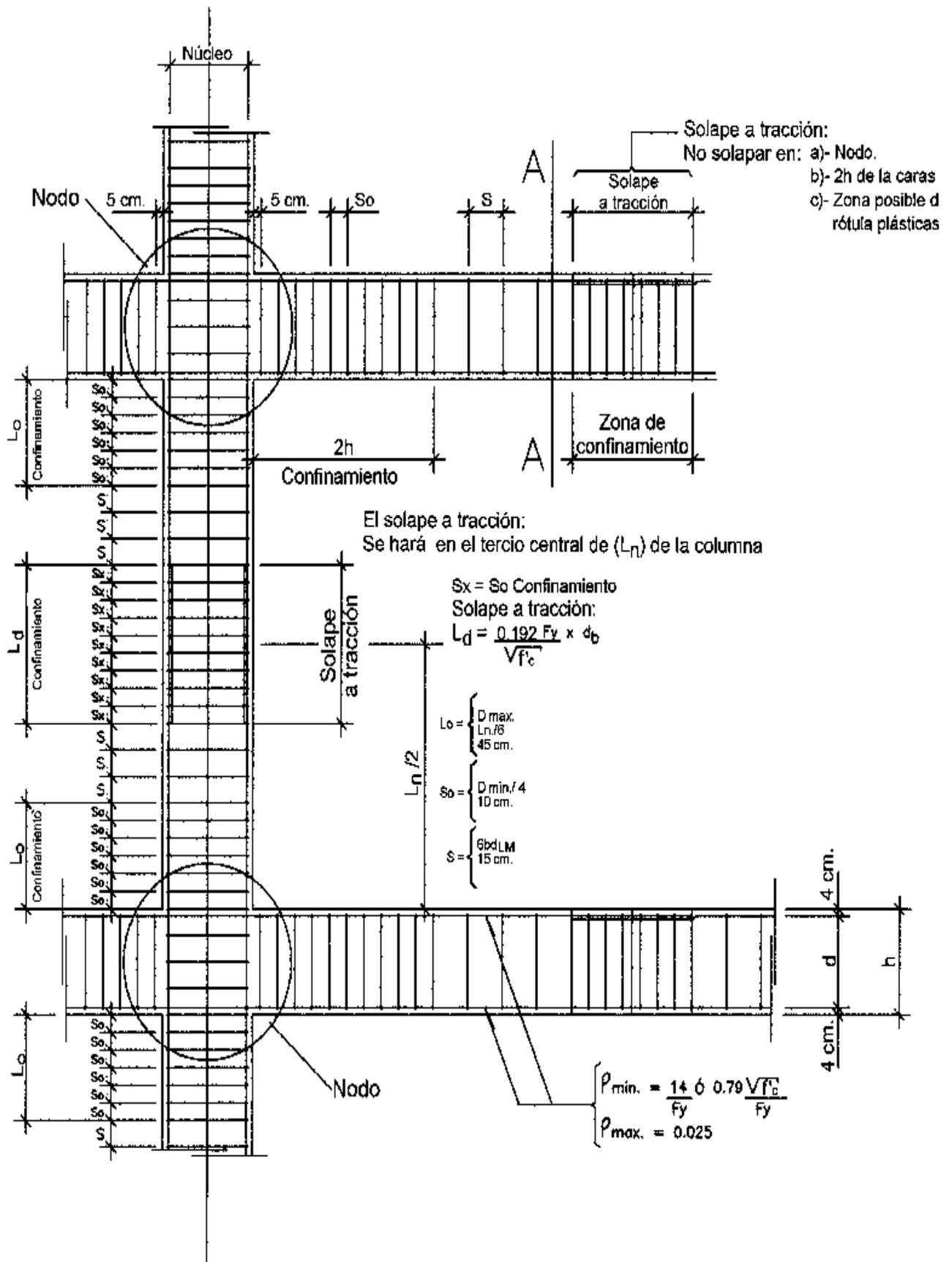
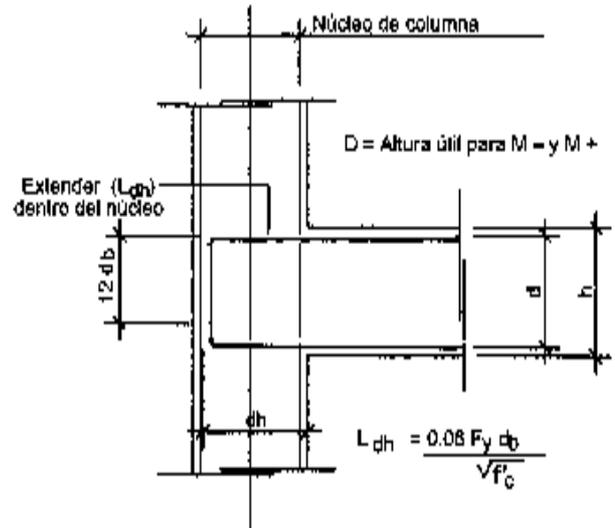
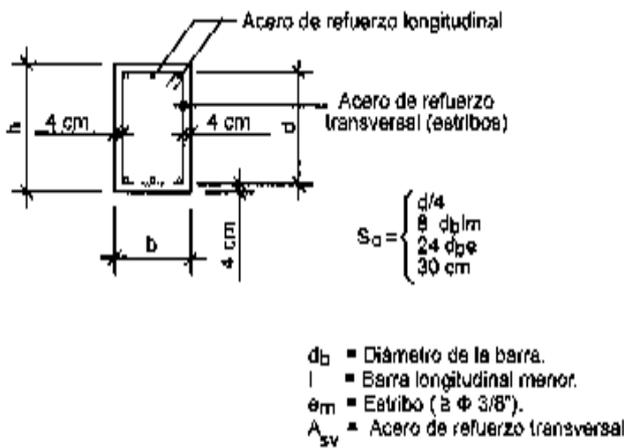


Figura H-18.3a Requisitos de diseño ND3 para vigas, columnas y nodos

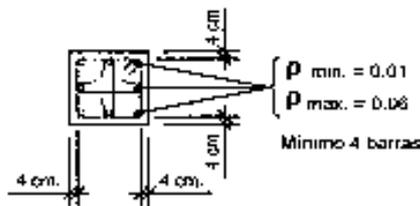


Terminar todas las barras requeridas arriba y abajo en la cara exterior del núcleo de la columna. Longitud mínima a tracción L_{dh}

Figura H-18.3.b Requisitos de diseño ND3 de vigas, columnas y nodos

- S = Separación de ligaduras zona no confinada
- LM = Barra longitudinal mayor.
- D max. = Dimensión máxima de la columna
- D min. = Dimensión mínima de la columna
- LN = Luz libre de la columna.
- A_{sh} = Acero de refuerzo transversal

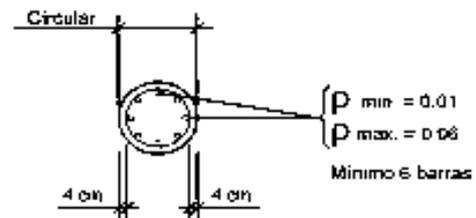
Nodo: $\begin{cases} A_{sh} \text{ del nodo igual a } A_{sh} \text{ de la columna.} \\ A_{sh} \text{ del nodo se reduce si el nodo está confinado por los 4 lados} \end{cases}$



Ligadura Mayor

$$A_{sh} = 0.5 S_0 n_c \left(\frac{A}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} \text{ ó } A_{sh} = 0.09 S_0 n_c \frac{f'_c}{F_y}$$

- $S_0 = S_0$
- n_c = Distancia del núcleo.
- A_c = Área del núcleo.
- A = Área de la columna.



Zunchos:

$$P = 0.45 \left(\frac{A}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} \text{ ó } 0.12 \frac{f'_c}{F_y}$$

- Separación máxima = 7.5 cm
- Separación mínima = 25 cm. ó 4/3 del tamaño de la piedra picada.
- A_c = Área del núcleo.
- A = Área de la columna.

FIGURA H-18.3.c Requisitos de diseño ND3 de vigas, columnas y nodos

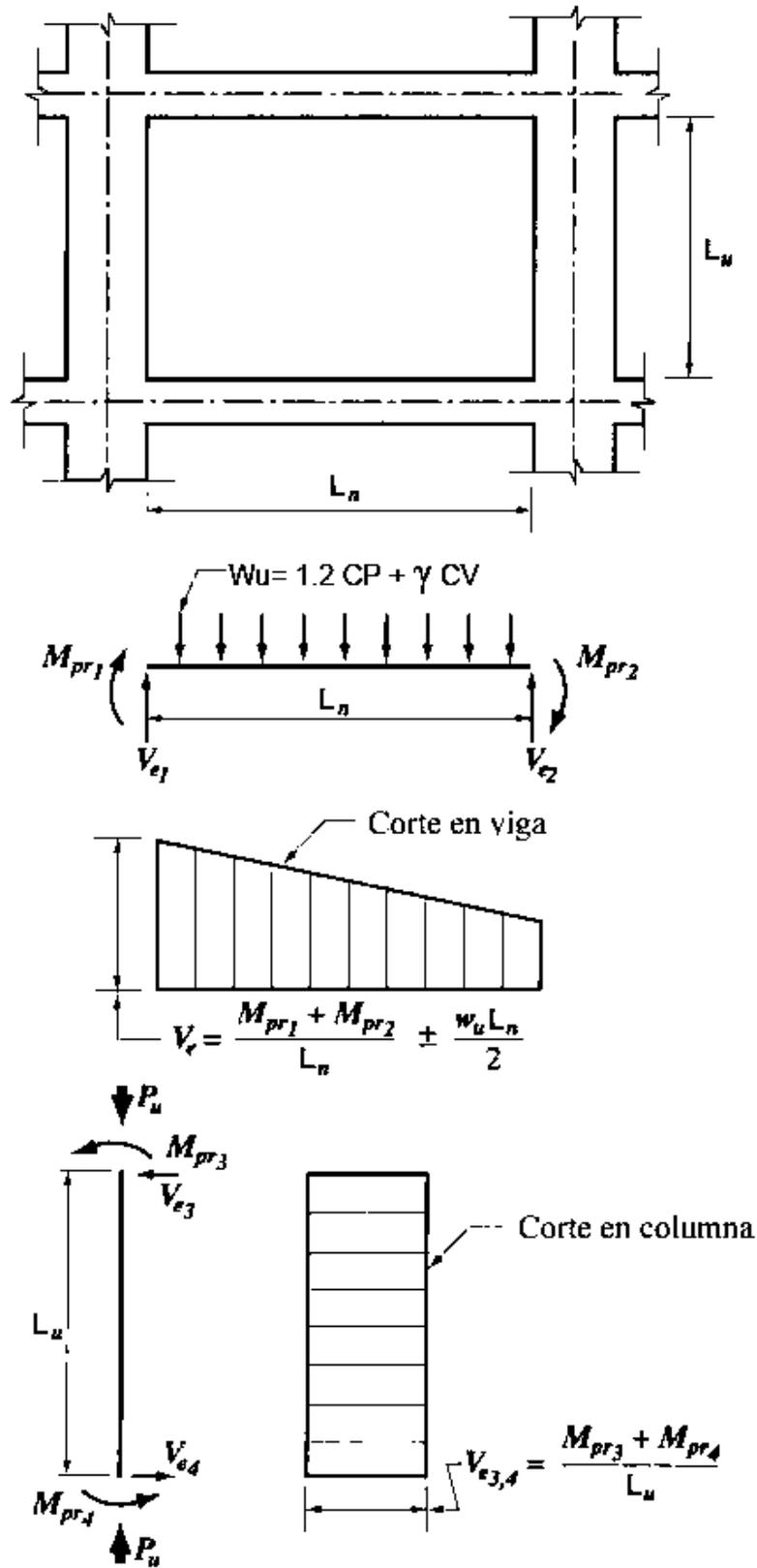


Figura H-18.3.5 Diseño por corte para vigas y columnas con nivel de diseño ND3

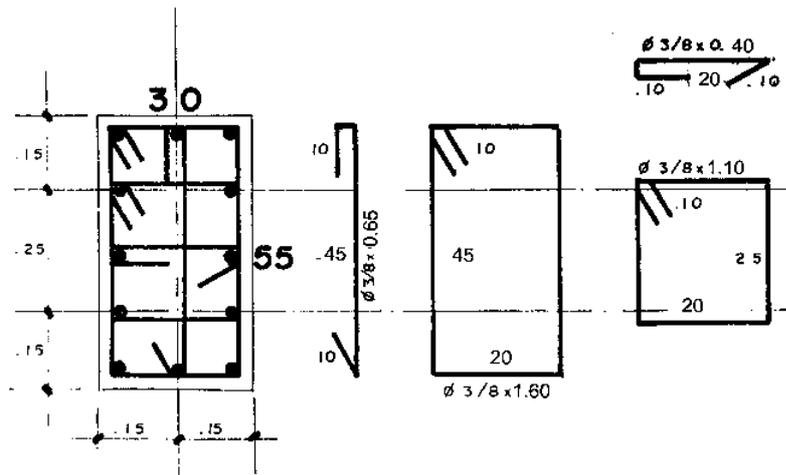


Figura H-18.4.5 Ejemplo de acero de refuerzo transversal en columnas

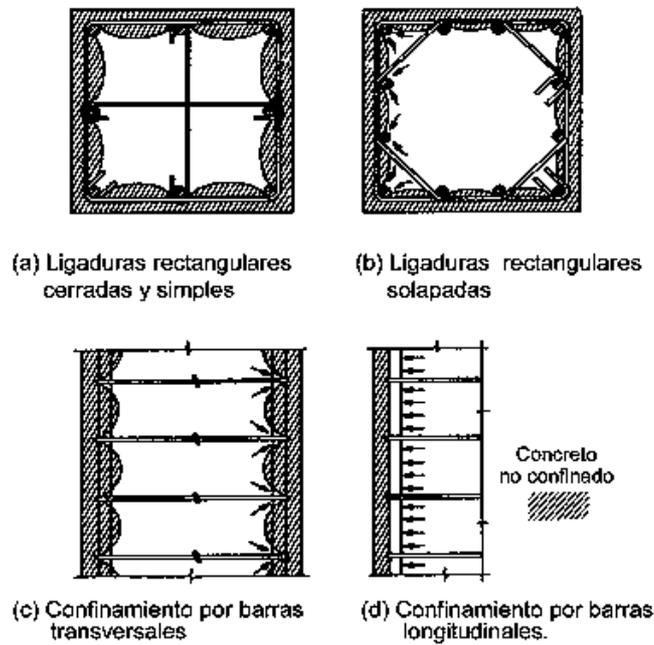


Figura H-18.4.5.1 Acero de refuerzo por confinamiento

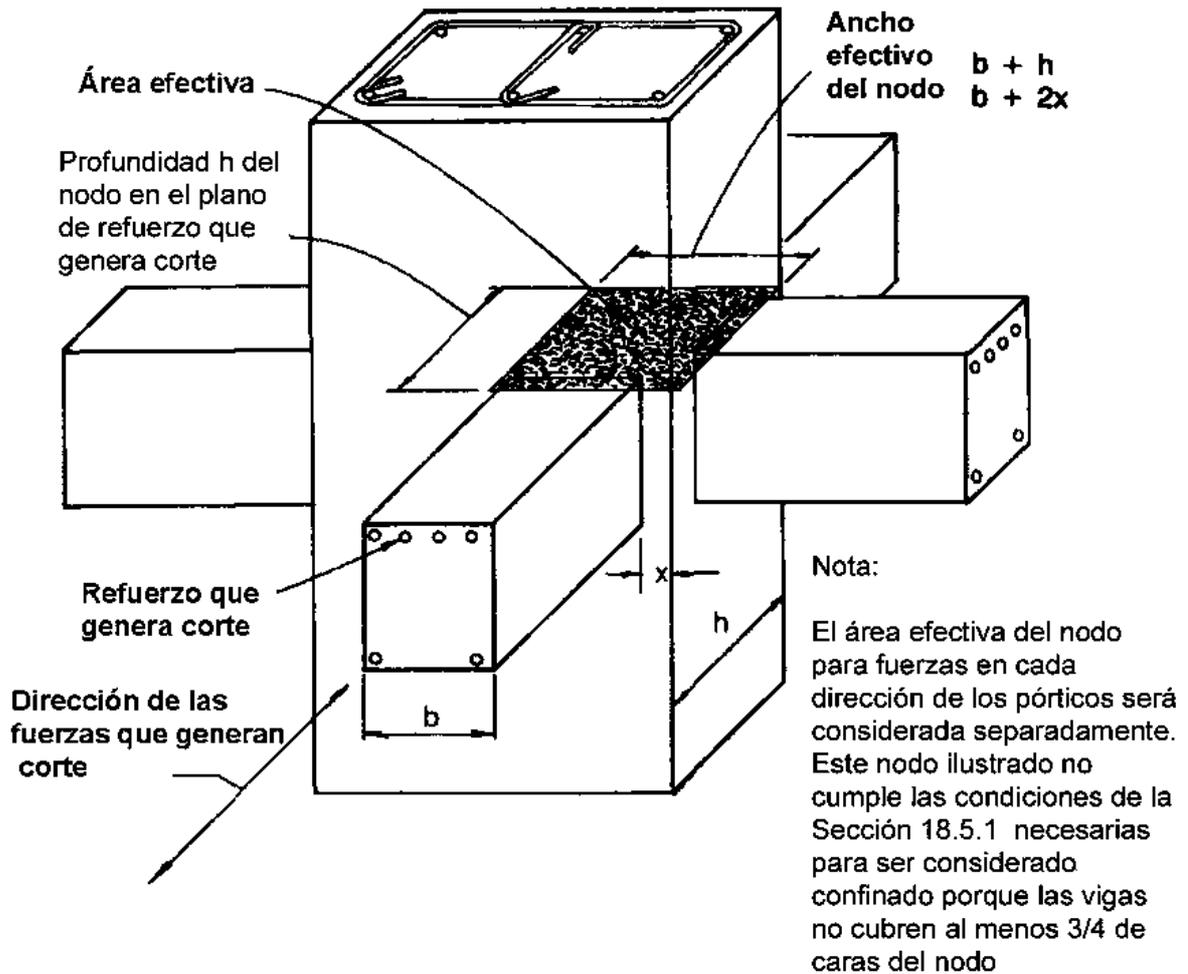


Figura H-18.5.2 Área efectiva del nodo

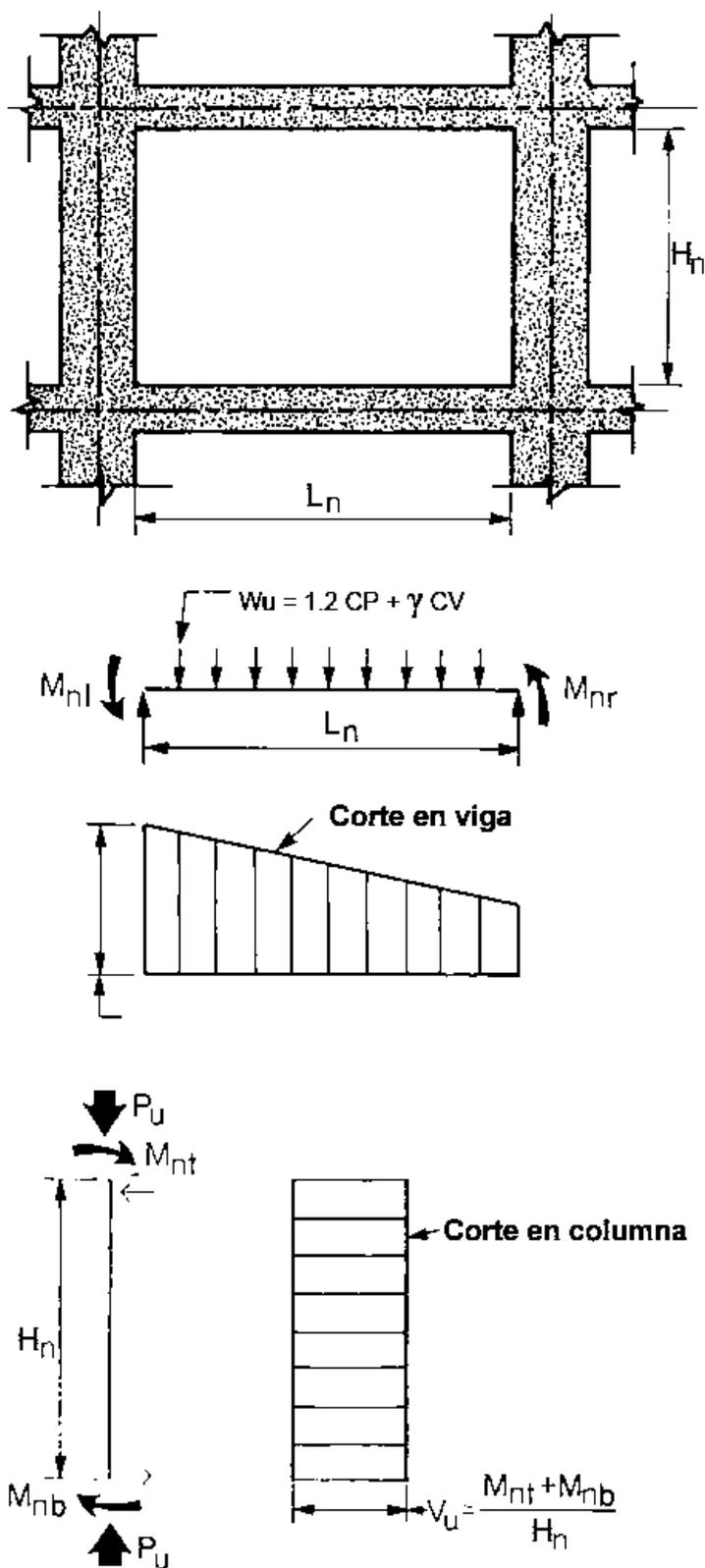


Figura H-18.7 Corte de diseño para pórtico en regiones de moderado riesgo sísmico nivel de diseño ND2

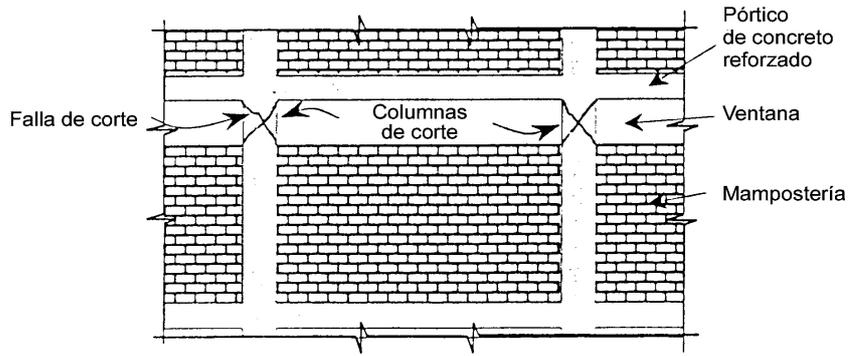


Figura H-18.11a Efecto de columna corta o cautiva

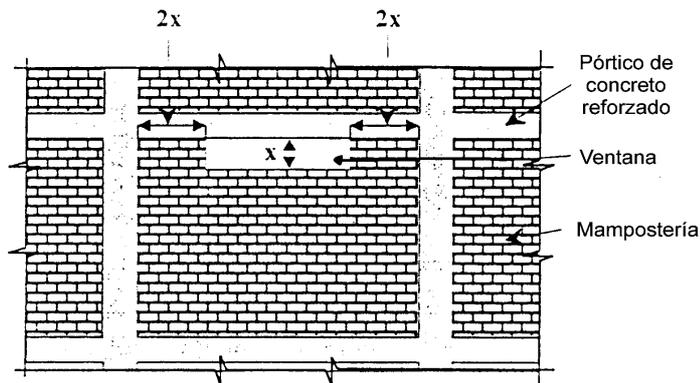


Figura H-18.11b Alternativa para obviar el efecto de columna corta

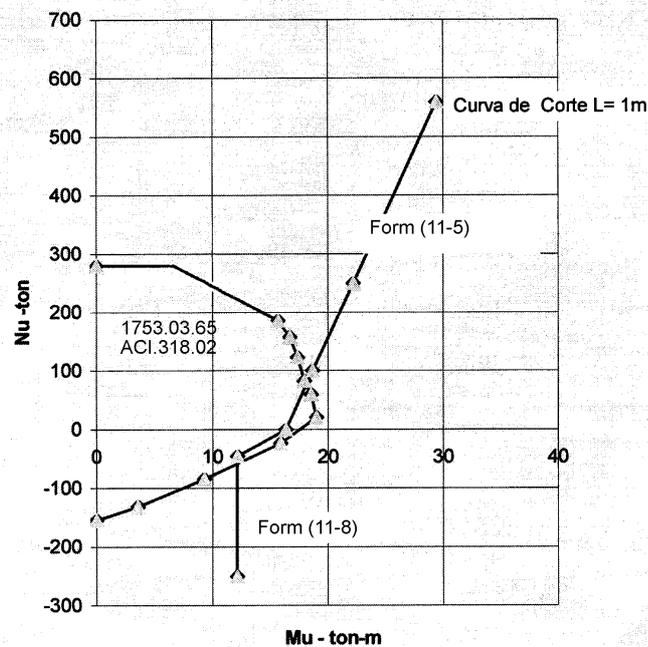
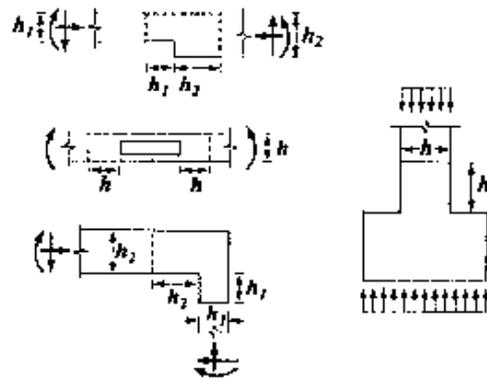
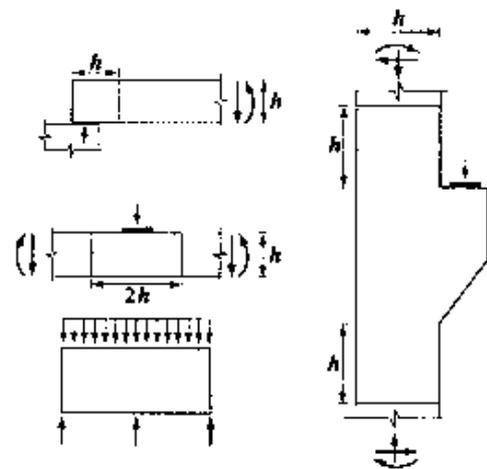


Figura H-18.11c Diagrama de interacción de una columna con luz libre de corte de 100 cm.



(a) Discontinuidades geométricas



(b) Descontinuidades de carga y geométricas

Figura H-A.2 Regiones D y discontinuidades

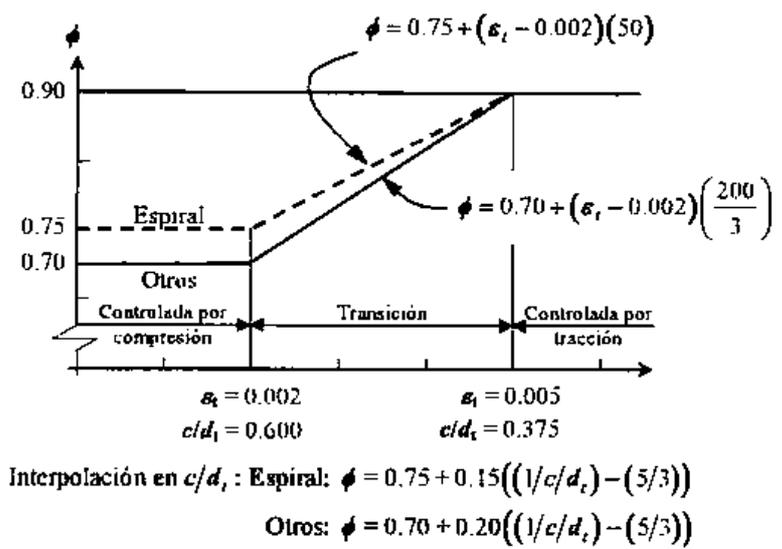


Figura H-B-3 Variación de ϕ en función de la clasificación de la sección

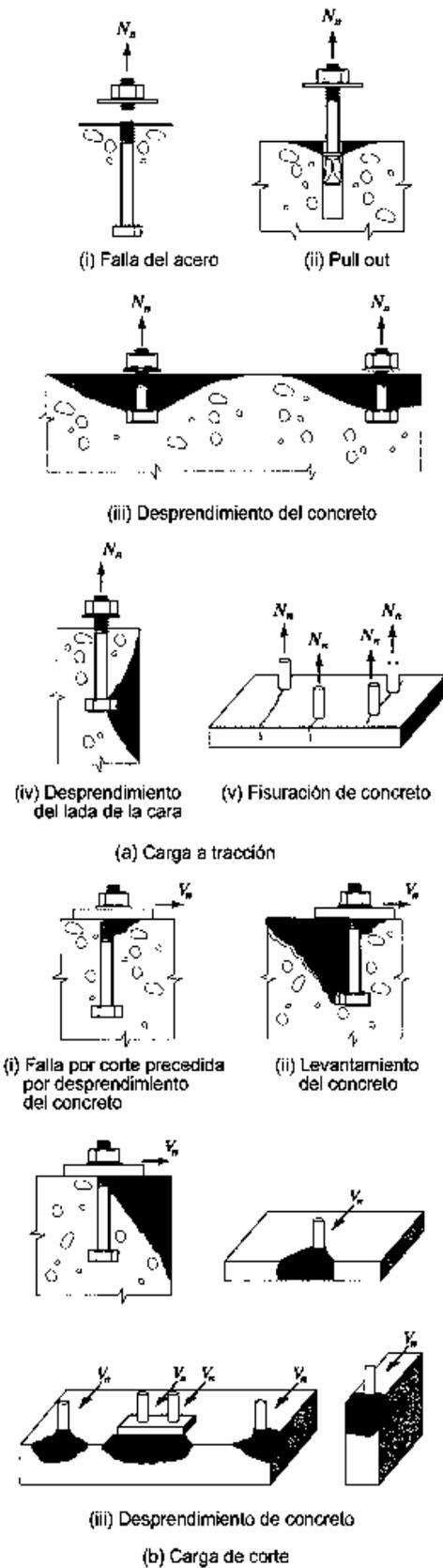


Figura H-D.2 Modos de falla por anclajes

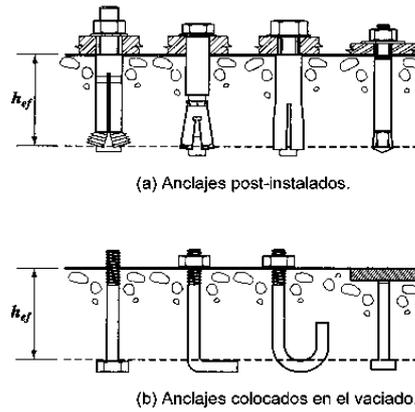


Figura H-D.1 Tipos de anclajes

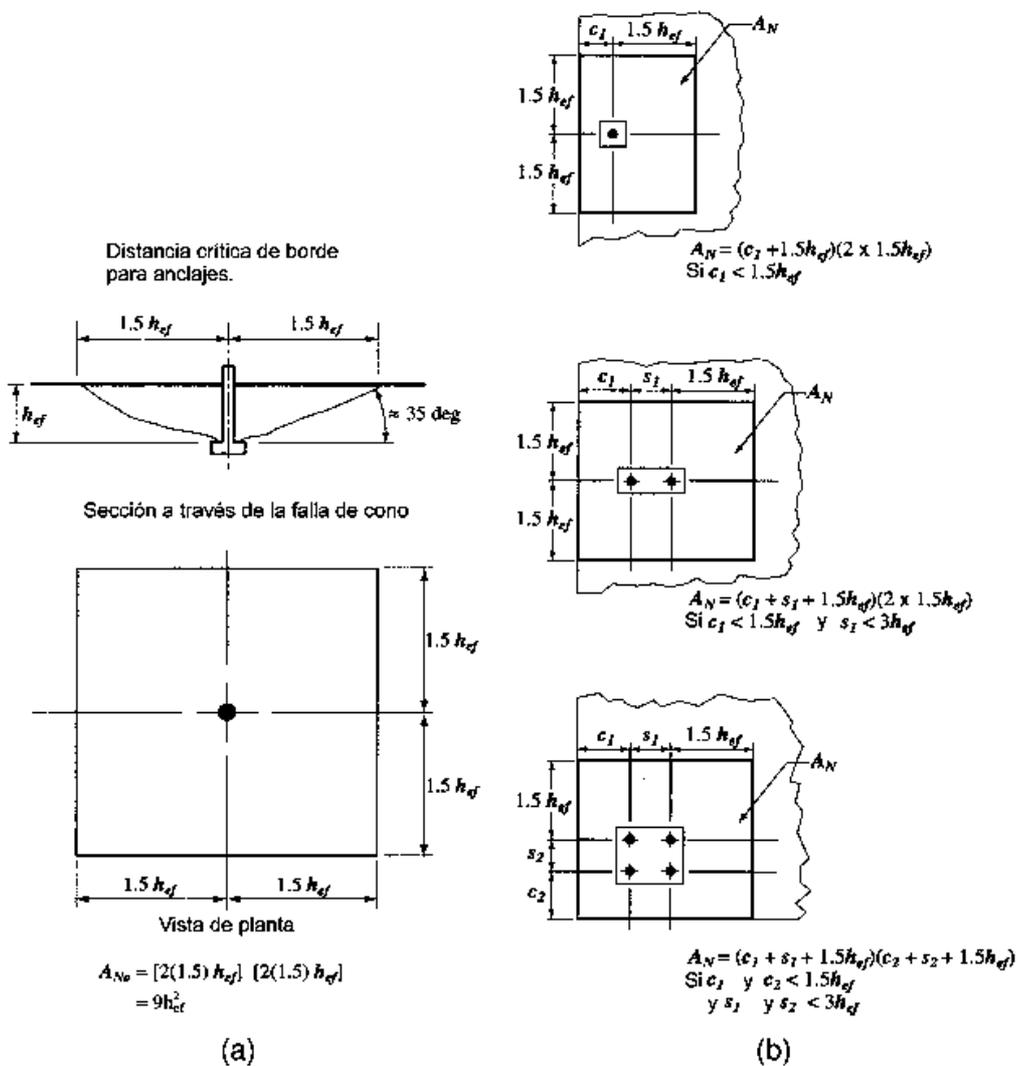


Figura H-D.3.1.3 a) Cálculo de A_{N0} y b) áreas proyectadas para un anclaje y para un grupo de anclajes, y cálculo de A_N

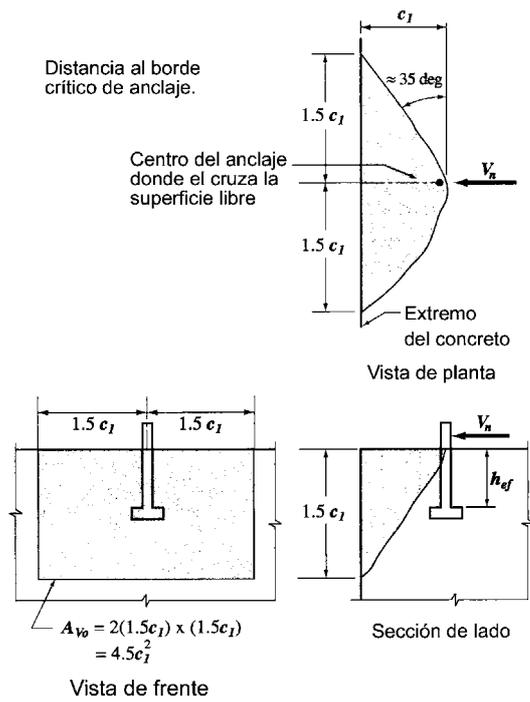


Fig. C -D3.2 (a) –Cálculo de A_{v0}

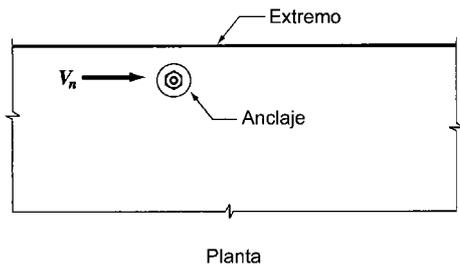


Fig. C -D3.2 (c) –Corte paralelo de un extremo.

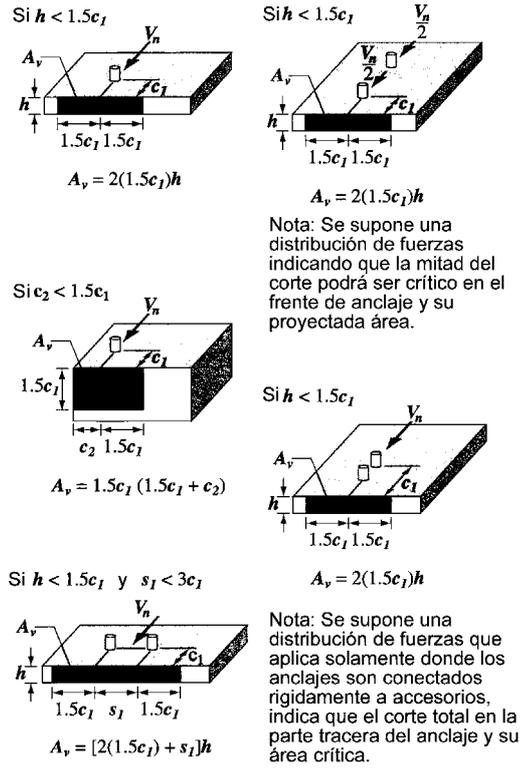


Fig. C -D3.2 (b) –Área proyectada para un simple anclaje y grupo de anclaje y el cálculo de A_v

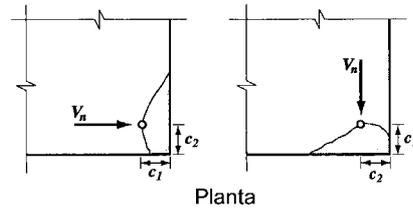


Fig. C -D3.2 (d) –Corte cerca de una esquina.

Figuras H-D.3.2 (a), (b), (c) y (d)

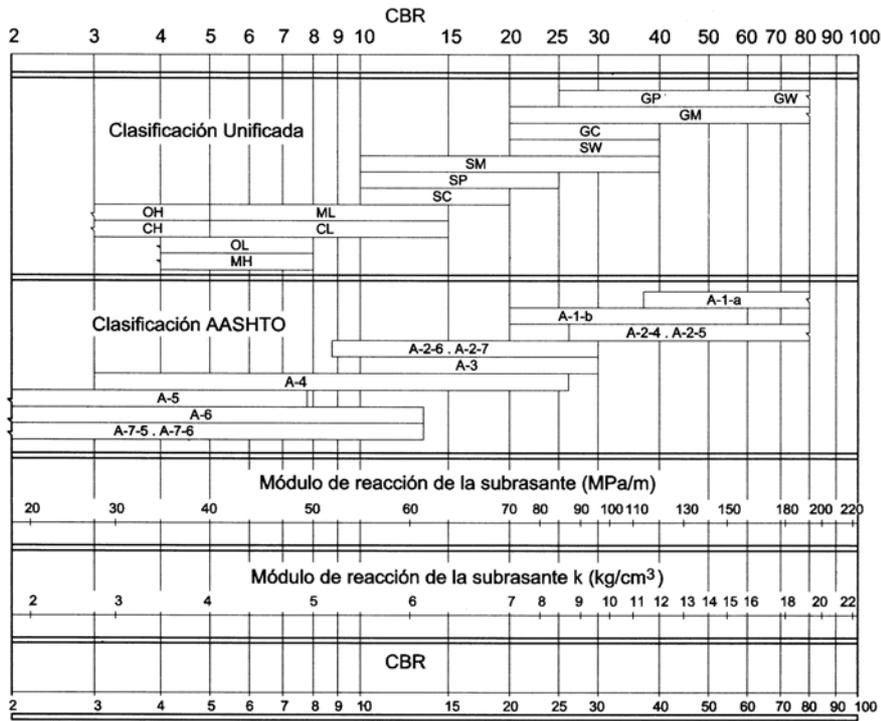


Figura H-F.2.4.1 Correlación del valor de CBR con el tipo de suelo

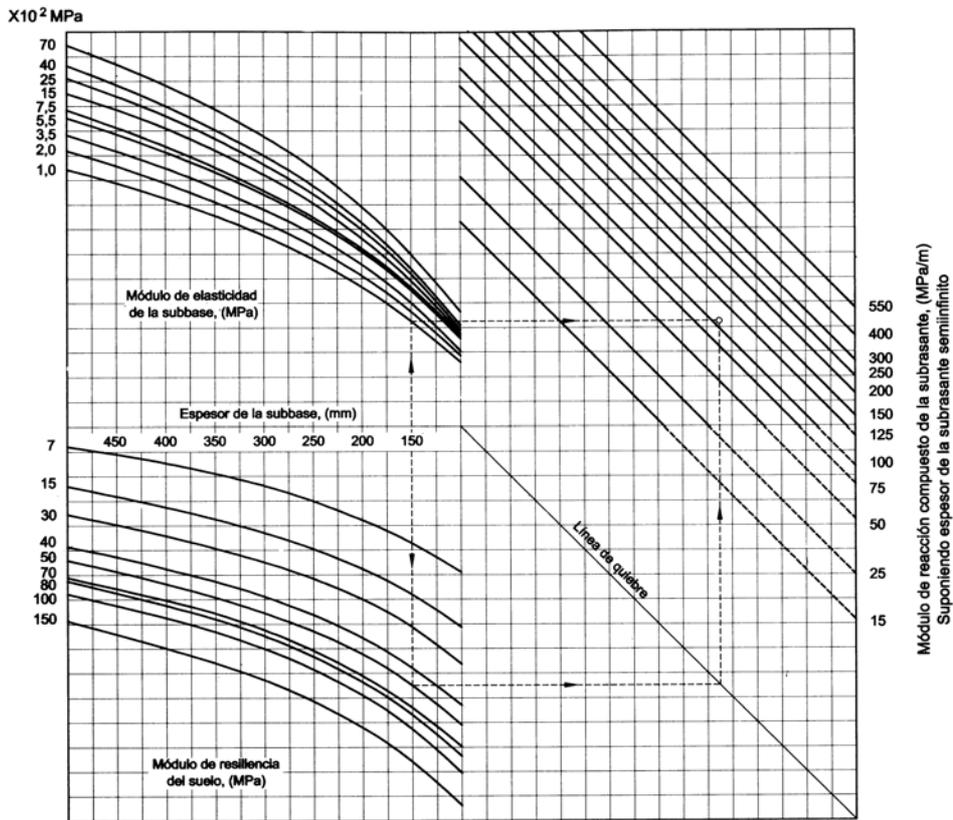


Figura H-F.4.2.2 Cálculo del valor de soporte combinado

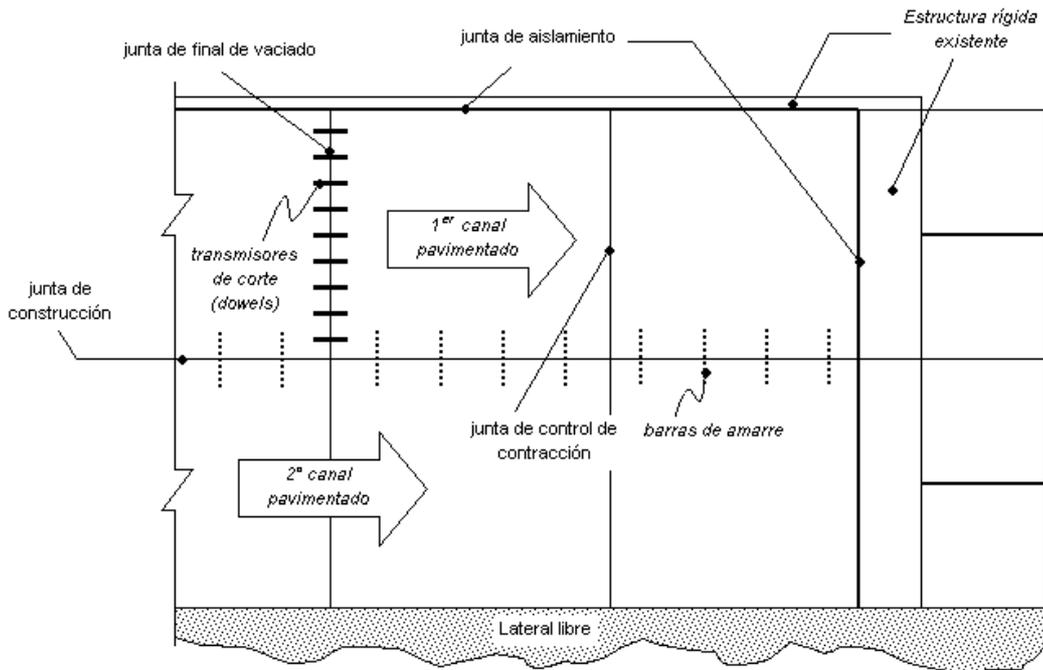


Figura H-F.3 Distribución de juntas en pavimentos

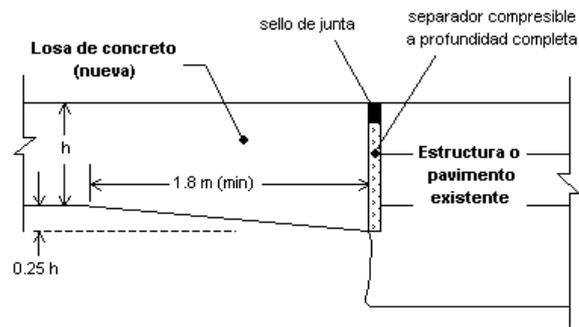


Figura H-F.6.1 Borde aumentado

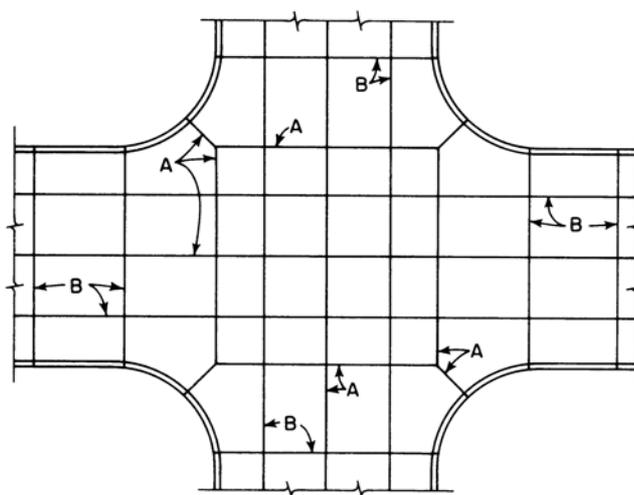


Figura H-F.6.2 Distribución de juntas en intersecciones

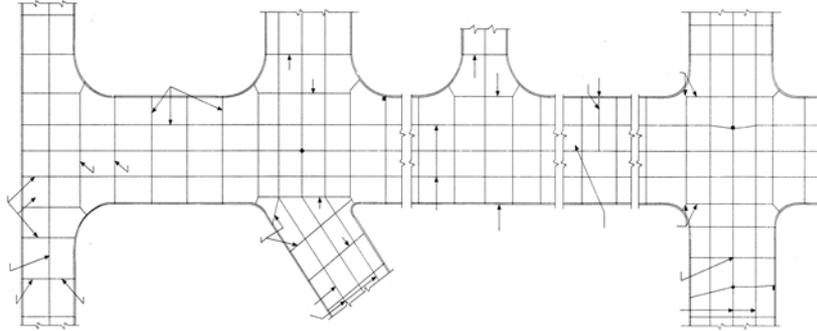


Figura H-F.6.2.4 Distribución de juntas en pavimentos simples

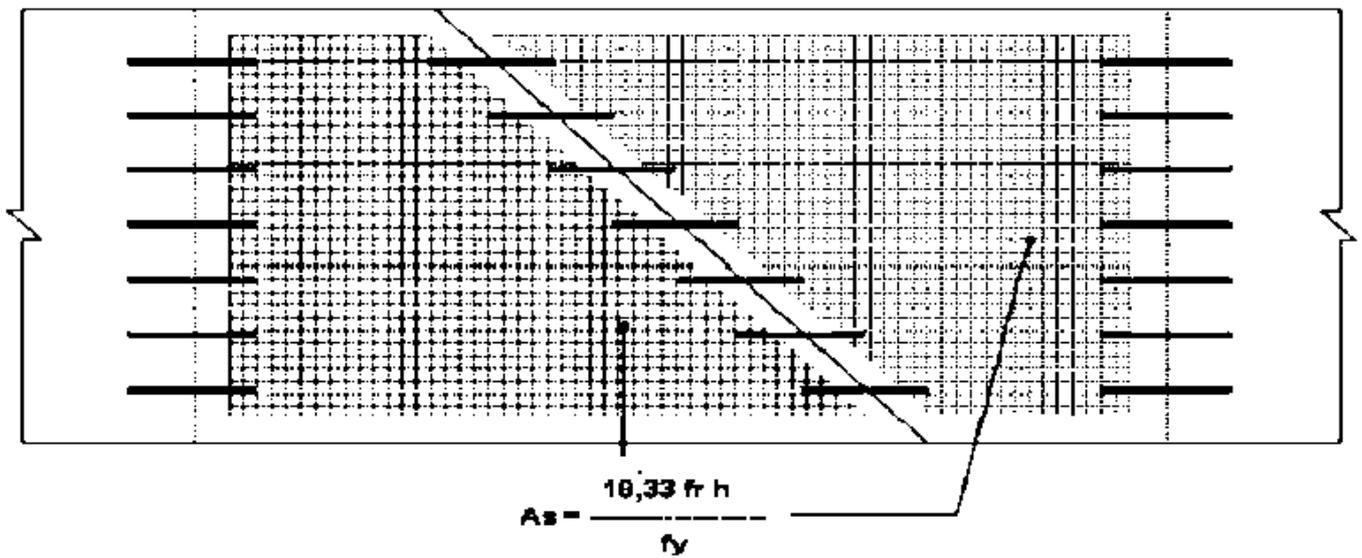


Figura H-F.6.2.4 Juntas a menos de 90°

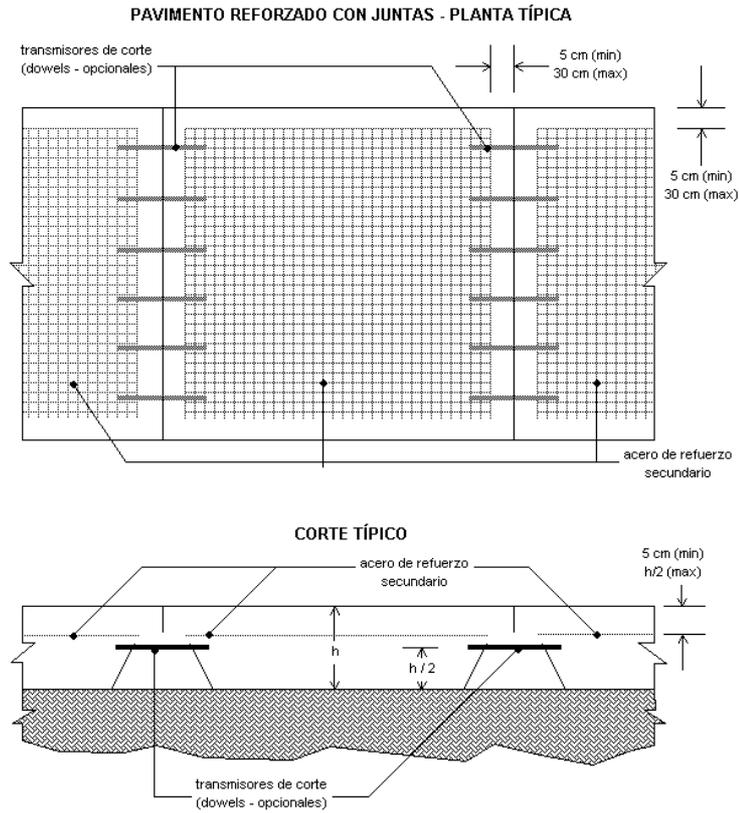


Figura H-F.7a Pavimento con junta y acero de refuerzo

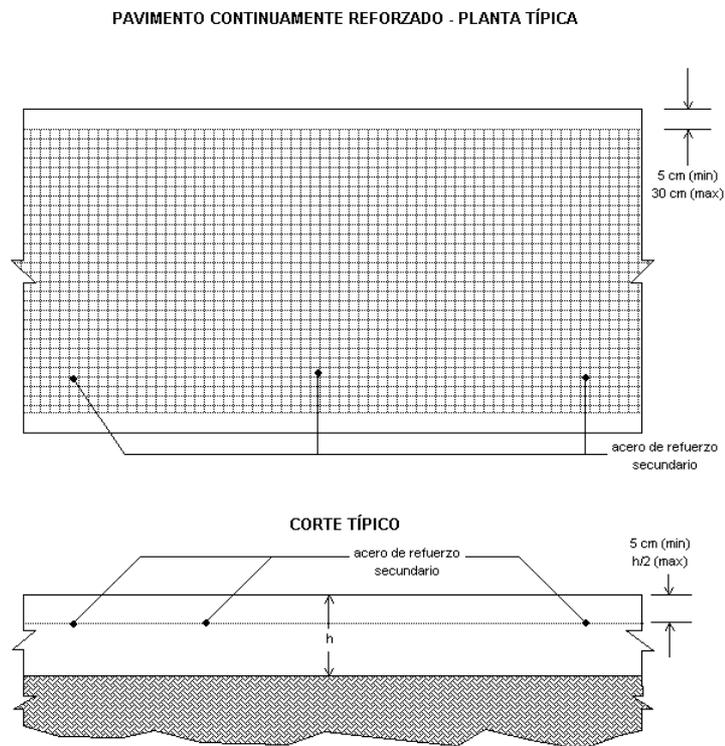


Figura H-F.7b Pavimentos continuamente reforzados

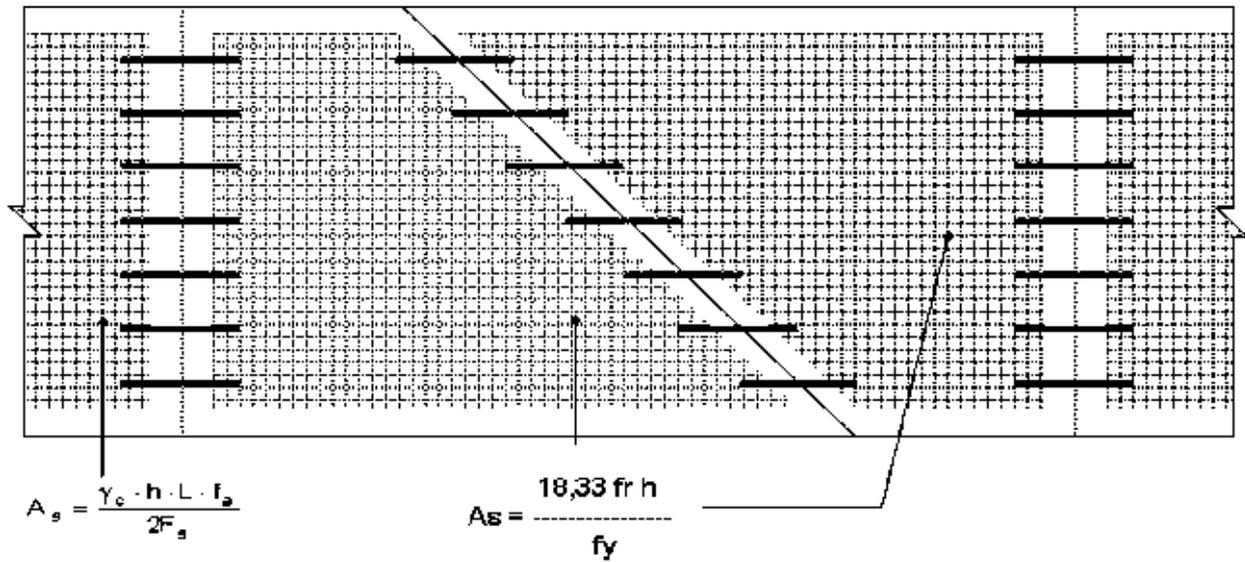


Figura H-F.7c Juntas a menos de 90°. Pavimentos con juntas y acero de refuerzo

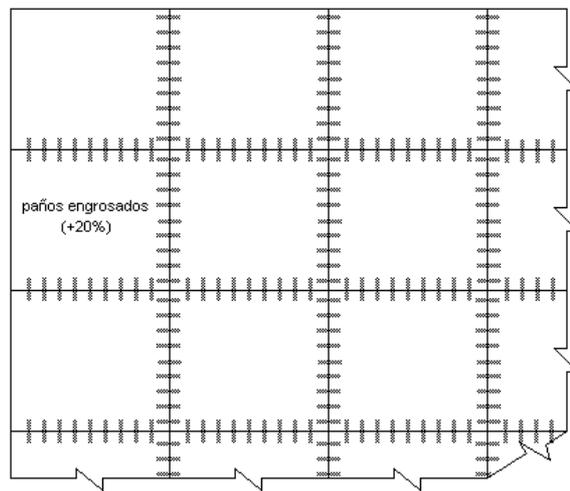


Figura H-F.8 Tratamiento de paños perimetrales en pavimentos industriales

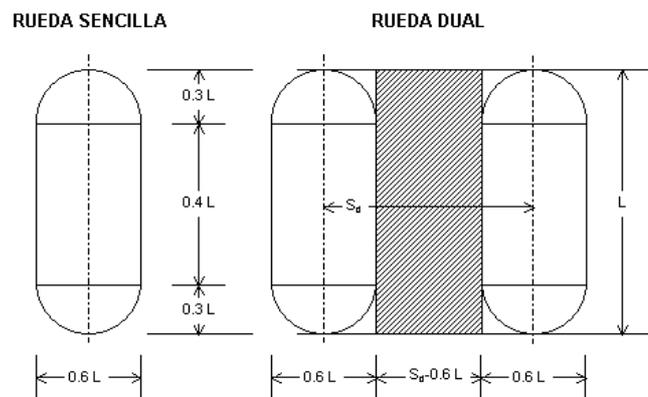


Figura H-F.8.3 Áreas de Contacto equivalentes

FONDONORMA
1753:2006

CATEGORÍA
I

FONDONORMA
Av. Andrés Bello Edif. Torre Fondo Común Pisos 11 y 12
Telf. 575.41.11 Fax: 574.13.12
CARACAS

publicación de:



RESERVADOS TODOS LOS DERECHOS
Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier medio.

Depósito Legal: If55520066003496

I.C.S: 91.040/91.080.40/91.100.30/91.120.25/93.020
