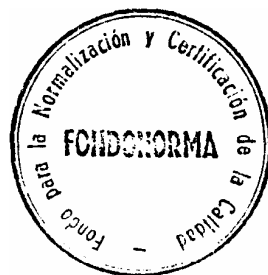


NORMA VENEZOLANA

**COVENIN
1618:1998**

**ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES.
MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES
(1^{ra} Revisión)**



MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCIÓN GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO



FONDONORMA

PRÓLOGO

El CONSEJO SUPERIOR DE FONDONORMA, en su reunión No.11-98 del día 9 de Diciembre de 1998, aprobó la presente Norma, elaborada por la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano (MINDUR), como la Norma Venezolana COVENIN 1618-98 titulada **ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES**, siendo ésta su primera versión.

La presente norma venezolana es de carácter provisional por un período de un año, contados a partir de la fecha de su publicación, a fin de obtener y procesar las observaciones que su uso ocasione. Las observaciones y consultas técnicas deberán entregarse por escrito y debidamente documentadas, según las pautas establecidas en la "**Guía para Consultas Técnicas a la Comisión de Normas del MINDUR**", las cuales se detallan al final de esta publicación.

La norma venezolana COVENIN – MINDUR 1618-98 fue declarada obligatoria en la Gaceta Oficial de la República de Venezuela No. 36635 del 3 de Febrero de 1999.

Distribución y Venta:

FONDONORMA

Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad

Torre Fondocomún, Piso 12

Av. Andrés Bello, Caracas

Teléfono (desde el extranjero 582 o desde Venezuela 02- 575.41.11

INTRODUCCIÓN

Habiéndose cumplido a cabalidad los objetivos trazados por esta Comisión al adoptar oficialmente en 1980 las normas del Instituto Americano de la Construcción de Acero, AISC, se hacía impostergable la publicación de una nueva norma, que además de recoger los avances desarrollados en estos diez y nueve años, permitiera la interacción con las otras normas estructurales desarrolladas por esta Comisión. La Norma COVENIN- MINDUR 1618-98 **ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES** que nos complace presentar, cumple con éstas expectativas.

En la medida de lo posible se ha respetado la organización, notación y estilo de la Norma 1618-82, intercalando los nuevos Capítulos que el desarrollo de la industria del acero exige, y que el usuario de la versión anterior detectará fácilmente. Por primera vez se introducen requisitos sismorresistentes, criterios de evaluación experimental, reglas específicas para el diseño con perfiles angulares, y se amplían significativamente los de las construcciones mixtas acero – concreto, entre otras novedades. Los capítulos dedicados a los medios de unión y las conexiones, están totalmente actualizado como consecuencia de las lecciones aprendidas en los últimos terremotos (México 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995).

Tomando los documentos del AISC como base, se han adoptado totalmente a la realidad venezolana de manera que el diseño sismorresistente sea lo común y el diseño no sismorresistente la excepción. Igualmente esta Norma aborda el problema estructural de manera sistémica, partiendo de la concepción del sistema estructural al detalle de los miembros y sus conexiones, tomando en cuenta sus interacciones en los posibles mecanismos de falla, que en la medida de lo posible se jerarquizan. Para facilitar al usuario un seguimiento de la futura evolución de las normas de acero, se suministra una extensa referencia bibliográfica y las direcciones físicas y electrónicas donde consultar oportunamente.

Esta Norma debe usarse con las otras Normas COVENIN – MINDUR, pero particularmente está imbricada y reconoce la influencia de las Normas 1753-98 *Edificaciones Sismorresistentes* y 2004-98 *Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones*. Desafortunadamente y contra la voluntad y recursos de la Comisión, no ha sido posible actualizar la norma de Concreto, COVENIN – MINDUR 1753-85, entre otras normas pendientes. Para la fecha de la publicación de esta Norma, todavía es incierto el destino de la Comisión. Algún día se reconocerá la tesonera y abnegada labor de los miembros de esta Comisión, que a despecho de los burócratas de turno, ha producido más de 4100 páginas de la más alta calidad internacional.

Por razones de espacio y para abaratar costos de impresión, se simplificó razonablemente el Índice y se omitió el Índice Analítico.

La Comisión exhorta a los Ingenieros y Profesionales afines para que le hagan llegar por escrito las observaciones que el uso de las normas venezolanas COVENIN – MINDUR ocasione, según las pautas de la “**Guía para las Consultas Técnicas a la Comisión de Normas del MINDUR**”, la cual se presenta también por primera vez en esta Norma.

Caracas, 28 de Abril de 1998.

Por la Comisión Permanente de Normas para Edificaciones del MINDUR:

Ing. Salomón Epelboim
Ing. Carmen Lobo de Silva
Ing. Joaquín Marín.
Ing. Arnaldo Gutiérrez
Ing. César Carreño

Ponentes: Ing. Arnaldo Gutiérrez y Robert Joachim Pérez Hernández (PSN Ingeniería S.C.),
Profesores de la Universidad Católica “Andrés Bello.”

Edición: Ing. Arnaldo Gutiérrez

ÍNDICE

		Articulado Página	Comentario Página
PARTE 1 REQUISITOS GENERALES			
CAPÍTULO 1 VALIDEZ, ALCANCE Y ORGANIZACIÓN			
1.1	VALIDEZ	1	C-1
1.2	ALCANCE	1	C-2
1.3	ORGANIZACIÓN	2	
1.4	DISCREPANCIAS CON OTRAS NORMAS	2	
1.5	RESPONSABILIDADES	2	C-5
1.6	MÉTODOS DE DISEÑO	2	C-4
1.7	CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS, MIEMBROS Y CONEXIONES	3	
CAPÍTULO 2 NOTACIÓN Y UNIDADES			
2.1	GENERALIDADES	4	C-5
2.2	NOTACIÓN	4	
2.3	UNIDADES	13	C-5
CAPÍTULO 3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU TIPO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO DE CONEXIONES			
3.1	ALCANCE	14	C-8
3.2	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO ESTRUCTURAL	14	C-8
3.3	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO	15	C-10
3.4	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE CONEXIONES	16	C-10
	TABLA C.3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA Y LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN – MINDUR 1756-98 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS		C-12
	TABLA C3.2 REQUISITOS PARTICULARES PARA LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA		C-16

	Articulado Página	Comentario Página
CAPÍTULO 4 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS Y SUS ELEMENTOS		
4.1	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS DE ACERO	17 C-19
4.1.1	Secciones para diseño plástico	17
4.1.2	Secciones compactas	18
4.1.3	Secciones no compactas	18
4.1.4	Secciones con elementos esbeltos	18
4.2	CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCIÓN	18
4.2.1	Elementos comprimidos rigidizados	18
4.2.2	Elementos comprimidos no rigidizados	19
	TABLA 4.1(a) RELACIONES ANCHO/ ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS NO RIGIDIZADOS	20
	TABLA 4.1(b) RELACIONES ANCHO/ ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS RIGIDIZADOS	21
CAPÍTULO 5 MATERIALES		
5.1	PROPIEDADES PARA EL DISEÑO	24 C-23
5.2	REQUISITOS SISMORRESISTENTES	24 C-23
5.2.1	Aceros estructurales	24 C-23
5.2.2	Factor de modificación de la tensión de cedencia del acero	25 C-23
5.2.3	Requisitos de tenacidad	26 C-24
5.2.4	Calidad de los materiales de concreto reforzado utilizados en la construcción mixta acero – concreto	26
5.3	ACEROS ESTRUCTURALES	26 C-24
5.4	ACEROS NO IDENTIFICADOS	27
5.5	REQUISITOS DE TENACIDAD	28 C-25
5.6	FUNDICIONES Y PIEZAS FORJADAS DE ACERO	29
5.7	PERNOS, ARANDELAS Y TUERCAS	29 C-26
5.8	PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS ROSCADAS	30 C-26
5.9	METAL DE APORTE Y FUNDENTE PARA LAS SOLDADURAS	31 C-27
5.10	CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO	31
CAPÍTULO 6 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO		
6.1	ALCANCE	32
6.2	MEMORIA DESCRIPTIVA	32 C-29

	Articulado	Comentario
	Página	Página
6.3	PLANOS DE PROYECTO	33 C-29
6.4	PLANOS DE TALLER	33 C-29
6.5	PLANOS DE MONTAJE Y CONSTRUCCIÓN	33 C-30
6.6	ANOTACIÓN PARA LAS SOLDADURAS	34
6.7	SIMBOLOGÍA Y NOTACIÓN NORMALIZADAS	
6.8	CONSERVACIÓN DE LOS DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL	34
CAPÍTULO 7 ÁREAS TOTALES, NETAS Y EFECTIVAS		
7.1	ÁREA TOTAL	35 C-32
7.2	ÁREA NETA	35 C-32
7.3	ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOLICITADOS EN TRACCIÓN	35 C-32
7.4	ÁREA TOTAL Y ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN	37
CAPÍTULO 8 ESTADOS LÍMITES		
8.1	CRITERIOS DE DISEÑO	38 C-36
8.2	INTEGRIDAD ESTRUCTURAL	38
8.3	DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	39 C-36
8.4	DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	39 C-39
8.4.1	Flechas	39 C-40
8.4.2	Contraflecha	39 C-40
8.4.3	Efectos dinámicos	40 C-41
8.4.4	Aguas estancadas	40 C-42
8.4.5	Deriva	40 C-42
8.4.6	Cambios de temperatura	40 C-42
8.4.7	Protección contra incendios	40 C-43
8.4.8	Protección contra la corrosión	41 C-43
8.4.9	Deslizamiento en las juntas y conexiones de deslizamiento crítico	41
	TABLA C-8.1 FLECHAS MÁXIMAS RECOMENDADAS DEBIDAS A LAS ACCIONES VARIABLES Y DE VIENTO	C-44
CAPÍTULO 9 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS Y EFECTO P-Δ		
9.1	CRITERIO GENERAL	42
9.2	VIGAS Y CELOSÍAS ISOSTÁTICAS	42 C-47

	Articulado Página	Comentario Página
9.3	42	
9.4	43	C-47
9.4.1	43	
9.4.2	43	
9.4.3	44	C-50
9.5	44	C-51
CAPÍTULO 10 ACCIONES E HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES		
10.1	47	
10.2	47	
10.3	48	C-61
10.4	49	C-62
10.5	50	
PARTE 2 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO		
CAPÍTULO 11 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DE ACERO		
11.1	51	C-63
11.2	51	C-64
11.2.1	51	
11.2.2	51	
11.2.3	52	
11.2.4	52	
11.2.5	52	
11.3	53	C-64
11.3.1	53	
11.3.2	53	C-64
11.3.3	53	

	Articulado Página	Comentario Página
11.4	REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND2	54 C-64
11.4.1	Relaciones ancho / espesor	54 C-65
11.4.2	Áreas de las alas de las vigas	54 C-65
11.4.3	Arriostramiento lateral de las vigas	54 C-65
11.4.4	Conexiones y Juntas viga-columna	55 C-65
11.4.5	Zona del panel en conexiones viga-columna	56 C-66
11.4.6	Planchas de continuidad	57 C-67
11.4.7	Relación de momentos en los nodos	58 C-67
11.4.8	Arriostramiento lateral de las conexiones viga-columna	59 C-67
11.5	REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO CON VIGAS DE CELOSÍA	60 C-68
11.5.1	Criterios sismorresistentes	60
11.5.2	Relación ancho / espesor de los miembros de la celosía	60
11.5.3	Arriostramiento lateral	61
11.5.4	Segmento especial	61 C-68
11.5.5	Resistencia teórica de los miembros de la celosía fuera del segmento especial	62 C-69
CAPÍTULO 12 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS		
12.1	ALCANCE	63 C-74
12.2	PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1	63 C-74
12.2.1	Arriostramientos	63
12.2.2	Conexiones de los arriostramientos	64 C-74
12.2.3	Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos	65 C-75
12.3	PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND3	65 C-75
12.3.1	Arriostramientos	65 C-75
12.3.2	Conexiones de los arriostramientos	66 C-76
12.3.3	Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos	67 C-77
12.3.4	Columnas	68 C-77
CAPÍTULO 13 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS		
13.1	ALCANCE	69 C-80
13.2	VIGA ESLABÓN O ESLABÓN	69 C-81
13.2.1	Calidad del acero	69 C-81
13.2.2	Relación ancho / espesor	69
13.2.3	Alma	69 C-81

	Articulado	Comentario
	Página	Página
13.2.4	Arriostramiento lateral de la viga eslabón	69
13.2.5	Fuerza cortante	70
13.2.6	Ángulo de rotación	71 C-81
13.2.7	Rigidizadores	71 C-82
13.3	VIGA COLECTORA	72
13.3.1	Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas	72
13.3.2	Arriostramiento lateral	73 C-82
13.4	ARRIOSTRAMIENTOS DIAGONALES	73
13.4.1	Relación ancho / espesor	73
13.4.2	Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas	73 C-82
13.5	CONEXIONES	73
13.5.1	Conexiones viga eslabón – columna	73 C-83
13.5.2	Conexiones viga colectora – columna	74
13.5.3	Conexión arriostramiento diagonal – viga eslabón	74 C-84
13.6	COLUMNAS	74 C-84
CAPÍTULO 14 MIEMBROS A TRACCIÓN		
14.1	ALCANCE	75 C-88
14.2	LONGITUD PARA EL DISEÑO	75 C-88
14.3	RELACIÓN DE ESBELTEZ	75 C-88
14.4	RESISTENCIA	75 C-88
14.5	MIEMBROS COMPUESTOS	76 C-88
14.6	MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES	76
CAPÍTULO 15 MIEMBROS A COMPRESIÓN		
15.1	ALCANCE	79 C-91
15.2	LONGITUD PARA EL DISEÑO	79 C-91
15.2.1	Longitud efectiva	79
15.2.2	Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazabilidad impedida	79
15.2.3	Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazabilidad permitida	79
15.3	RELACIÓN DE ESBELTEZ	79
15.4	DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO	80
15.5	RESISTENCIA A COMPRESIÓN	80 C-91
15.5.1	Requisitos sismorresistentes	80 C-91
15.5.2	Resistencia a compresión por pandeo flexional	80 C-92
15.5.3	Resistencia a compresión por pandeo torsional o pandeo flexotorsional	81 C-92
15.6	RESISTENCIA A FLEXIÓN	83
15.7	EMPALMES DE COLUMNAS	83
15.8	MIEMBROS COMPUESTOS	83 C-93
15.9	MIEMBROS COMPRIMIDOS CONECTADOS CON PASADORES	86

		Articulado Página	Comentario Página
15.10	BASES DE COLUMNAS	86	
15.10.1	Nivelación	86	
15.10.2	Acabados	86	
15.10.3	Pernos de anclaje y barras embebidas	87	C-94
15.11	ARRIOSTRAMIENTOS	87	C-94
CAPÍTULO 16 MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTE			
16.1	ALCANCE	89	
16.2	LONGITUD PARA EL DISEÑO		C-101
16.2.1	Miembros simplemente apoyados	89	
16.2.2	Miembros continuos	89	
16.2.3	Longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico	90	C-101
16.3	DISEÑO POR FLEXIÓN	91	C-101
16.3.1	Alcance	91	
16.3.2	Resistencia a flexión	91	C-101
16.4	DISEÑO POR CORTE	96	C-103
16.4.1	Alcance	96	
16.4.2	Determinación del área del alma	96	
16.4.3	Resistencia al corte	96	
16.5	VIGAS EN CELOSÍA	97	
16.6	VIGAS CON PERFORACIONES EN EL ALMA	97	C-102
16.7	PLANCHAS DE CUBIERTA EN LAS ALAS	97	C-102
16.8	MIEMBROS COMPUESTOS	98	C-105
16.9	ARRIOSTRAMIENTOS	99	C-105
16.9.1	Arriostramiento lateral	99	
16.9.2	Arriostramiento torsional	100	
CAPÍTULO 17 VIGAS ARMADAS Y VIGAS DE ALMA ESBELTA			
17.1	ALCANCE	102	C-112
17.2	RESISTENCIA A FLEXIÓN	103	C-112
17.3	RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE	105	C-112
17.4	RIGIDIZADORES TRANSVERSALES	107	C-113
17.5	CORTE Y FLEXIÓN COMBINADOS	108	
17.6	ARRIOSTRAMIENTOS	108	
CAPÍTULO 18 MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS			
18.1	ALCANCE	109	
18.2	MIEMBROS SIMÉTRICOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES	109	C-116
18.2.1	Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a flexocompresión	109	C-116

		Articulado Página	Comentario Página
18.2.2	Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidos a flexotracción	110	C-117
18.3	MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y MIEMBROS SOMETIDOS A TORSIÓN Y COMBINACIONES DE TORSIÓN, CORTE Y/O FUERZAS NORMALES	110	C-117
18.4	FÓRMULAS ALTERNAS PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS	111	C-117
CAPÍTULO 19 MIEMBROS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE			
19.1	ALCANCE	114	C-118
19.2	REQUISITOS GENERALES	114	
19.3	RESISTENCIA A TRACCIÓN	114	
19.4	RESISTENCIA A COMPRESIÓN	115	C-118
19.5	RESISTENCIA A FLEXIÓN	115	C-118
19.6	RESISTENCIA A CORTE	117	
19.7	SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES	118	
19.8	ARRIOSTRAMIENTOS	118	
CAPÍTULO 20 DISEÑO PARA FUERZAS CONCENTRADAS			
20.1	ALCANCE	119	C-124
20.2	FLEXIÓN LOCAL DE LAS ALAS	119	C-124
20.3	CEDECENCIA LOCAL DEL ALMA	120	C-124
20.4	APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA	121	C-125
20.5	PANDEO LATERAL DEL ALMA	122	C-125
20.6	PANDEO DEL ALMA COMPRIMIDA	123	C-126
20.7	CORTE EN EL PANEL DE CONEXIÓN VIGA – COLUMNA	124	C-126
20.8	EXTREMOS DE VIGAS NO CONECTADAS	125	
20.9	REQUISITOS ADICIONALES PARA LOS RIGIDIZADORES POR FUERZAS CONCENTRADAS	125	C-127
20.10	REQUISITOS ADICIONALES PARA LAS PLANCHAS ADOSADAS AL ALMA REQUERIDAS POR FUERZAS CONCENTRADAS	126	
PARTE 4 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN			
CAPÍTULO 21 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN			
21.1	ALCANCE	127	

	Articulado	Comentario	
	Página	Página	
21.2	REQUISITOS SISMORRESISTENTES	127	
21.3	RESISTENCIA MÍNIMA DE LAS CONEXIONES	127	
21.4	CONEXIONES SOMETIDAS A CARGAS EXCÉNTRICAS	127	
21.5	CONEXIONES SIMPLES	128	
21.6	CONEXIONES RÍGIDAS	128	
21.7	EMPALMES	128	C-130
21.7.1	Empalmes de columnas	128	C-130
21.7.2	Empalmes en vigas	128	
21.7.3	Empalmes en secciones pesadas	129	C-131
21.8	PLANCHAS DE RELLENO	129	C-131
21.9	CORTES EN LAS VIGAS Y AGUJEROS DE ACCESO	130	
21.10	DISPOSICIÓN DE SOLDADURAS Y PERNOS	130	C-132
21.11	PERNOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURAS	131	C-132
21.12	PERNOS DE ALTA RESISTENCIA COMBINADOS CON REMACHES	131	C-133
21.13	LIMITACIONES EN EL USO DE CONEXIONES SOLDADAS Y EMPERNADAS	131	C-133
21.14	RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS AFECTADOS EN LOS MIEMBROS CONECTADOS	132	C-133
21.14.1	Resistencia a la rotura por corte	132	
21.14.2	Resistencia a la rotura por tracción	133	
21.14.3	Resistencia por rotura en el bloque de corte	133	
21.15	RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN	134	C-134
21.15.1	Resistencia de los elementos de conexión traccionados	134	C-134
21.15.2	Otros elementos de conexión	134	
21.16	RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO	135	C-135
21.16.1	En el área de contacto de materiales de acero	135	C-135
21.16.2	Aplastamiento en apoyos de concreto	135	C-135
	CAPÍTULO 22 PERNOS Y PARTES ROSCADAS		
22.1	ALCANCE	137	C-141
22.2	REQUISITOS SISMORRESISTENTES DE LAS JUNTAS EMPERNADAS	137	C-142
22.3	DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS	138	
22.4	SEPARACIÓN ENTRE LOS CENTROS DE AGUJEROS	138	C-142
22.4.1	Separación mínima	138	C-142
22.4.2	Separación máxima	139	C-143
22.5	DISTANCIAS A LOS BORDES	139	C-143
22.5.1	Distancias mínimas	139	C-143
22.5.2	Distancias máximas	139	C-144
22.6	INSTALACIÓN DE LOS PERNOS	139	
22.7	USO DE ARANDELAS	140	

		Articulado Página	Comentario Página
22.8	GROSORES DE PENSADO GRANDES	140	C-144
22.9	DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	141	C-144
22.9.1	Resistencia a la tracción y al corte	141	C-144
22.9.2	Resistencia al aplastamiento	141	C-146
22.9.3	Resistencia al corte y tracción combinadas	142	C-146
22.9.4	Efecto de apalancamiento	142	
22-9-5	Fatiga	142	
22.10	DISEÑO POR RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO	143	
22.10.1	Diseño para el estado límite de servicio	143	
22.10.2	Diseño para el estado límite de agotamiento resistente	144	
	TABLA 22.1 DIMENSIONES DE PERNOS	146	
	TABLA 22.2 DIMENSIONES NOMINALES DE AGUJEROS	147	
	TABLA 22.3 DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE	148	
	TABLA 22.4 VALORES DEL INCREMENTO DE SEPARACIÓN s_1	149	
	TABLA 22.5 VALORES DEL INCREMENTO DE DISTANCIA AL BORDE s_2	149	
	TABLA 22.6 RESISTENCIA DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS		
	TABLA 22.7 PRETENSIÓN MÍNIMA ESPECIFICADA EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	151	
	TABLA 22.8 TENSIÓN LÍMITE A TRACCIÓN PARA PERNOS Y PARTES ROSCADAS EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO	152	
	TABLA 22.9 TENSIONES TEÓRICAS DE CORTE EN CONEXIONES TIPO DESLIZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	152	

	Articulado Página	Comentario Página	
CAPÍTULO 23 SOLDADURAS			
23.1	ALCANCE	153	C-151
23.2	REQUISITOS SISMORRESISTENTES	153	C-151
23.3	METAL DE APORTE COMPATIBLE	153	
23.4	MEZCLA DE METAL DE APORTE	154	C-151
23.5	PRECALENTAMIENTO EN SECCIONES PESADAS	154	
23.6	OTRAS CONSIDERACIONES EN LA CONSTRUCCIÓN SOLDADA	154	C-151
23.6.1	Intersección de cordones de soldadura	154	
23.6.2	Desgarramiento laminar		C-151
23.7	RESISTENCIA	155	C-152
23.7.1	Combinación de soldaduras	155	C-152
23.8	SOLDADURAS DE RANURA	155	C-152
23.8.1	Área efectiva	155	
23.8.2	Limitaciones	156	
23.9	SOLDADURAS DE FILETE	156	C-153
23.9.1	Área efectiva	156	C-153
23.9.2	Limitaciones		C-153
23.10	SOLDADURAS DE TAPÓN O DE RANURA	159	C-154
	TABLA 23.1 RESISTENCIA DE SOLDADURAS	160	
	TABLA 23.2 ESPESOR EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL	162	
	TABLA 23.3 ESPESOR EFECTIVO EN SOLDADURAS DE RANURA ABOCINADA	162	
	TABLA 23.4 ESPESOR MÍNIMO DE LA GARGANTA EFECTIVA DE SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL	163	
	TABLA 23.5 TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE	164	

	Articulado Página	Comentario Página
PARTE 5 CONSTRUCCIÓN MIXTA ACERO – CONCRETO		
CAPÍTULO 24 REQUISITOS BÁSICOS		
24.1	165	C-163
24.2	165	
24.3		
	166	C-163
24.4	166	C-164
CAPÍTULO 25 TIPOS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO – CONCRETO		
25.1	167	C-165
25.2		
	167	C-165
25.2.1	167	
25.2.2	168	
25.2.3	169	
25.3		
	170	C-166
25.4		
	171	C-167
25.4.1	171	
25.4.2		
25.5		
	173	C-167
25.6		
	174	C-167
25.7		
	175	

	Articulado Página	Comentario Página
CAPÍTULO 26 COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO		
26.1	ALCANCE	176
26.2	MATERIALES	176
26.3	RESISTENCIA	176
26.4	SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN	177
26.5	COLUMNAS CON MIEMBROS COMPUESTOS	178
26.6	TRANSFERENCIA DE CARGA	178
26.7	REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO	179
26.7.1	Nivel de Diseño ND1	179
26.7.2	Nivel de Diseño ND2	180
26.7.3	Nivel de Diseño ND3	C-173
CAPÍTULO 27 MUROS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO – CONCRETO		
27.1	ALCANCE	184
27.2	MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON MIEMBROS DE BORDES DE ACERO	184
27.3	MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO Y PERFILES DE ACERO O MIXTOS ACERO-CONCRETO COMO MIEMBROS DE BORDE	185
		C-175
		C-175
CAPÍTULO 28 VIGAS MIXTAS ACERO – CONCRETO		
28.1	ALCANCE	187
28.2	MATERIALES	
28.3	REQUISITOS SISMORRESISTENTES	187
28.4	INTERCONEXIÓN ENTRE LA VIGA DE ACERO Y LA LOSA DE CONCRETO	187
28.5	VIGAS MIXTAS ACERO- CONCRETO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	188
28.6	HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO	
28.6.1	Solicitaciones	188
28.6.2	Análisis elástico	188
28.6.3	Distribución de las tensiones elásticas	188
28.6.4	Análisis plástico	189
28.6.5	Distribución de las tensiones plásticas	189
28.6.6	Acción conjunta completa en vigas	189
28.6.7	Acción conjunta parcial en vigas	190
28.6.8	Vigas embutidas en el concreto	190
28.7	ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA DE CONCRETO	190
		C-180
		C-180
		C-181
		C-181
		C-181
		C-182
		C-182
		C-183

	Articulado	Comentario	
	Página	Página	
28.8	VIGAS VACIADAS SOBRE SOFITO METÁLICO	190	C-183
28.8.1	Nervaduras del sofito perpendiculares a las vigas	190	
28.8.2	Nervaduras del sofito paralelas a las vigas	191	
28.9	ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	192	C-184
28.9.1	Resistencia a flexión	192	
28.9.2	Resistencia a corte	193	C-188
28.10	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	194	
28.11	ARMADO DE LA LOSA DE CONCRETO INTERCONECTADA A LA VIGA DE ACERO	194	C-189
CAPÍTULO 29 LOSAS MIXTAS ACERO – CONCRETO			
29.1	ALCANCE	195	C-194
29.2	MATERIALES	195	C-195
29.2.1	Aceros	195	C-195
29.2.2	Concreto	195	C-195
29.3	REQUISITOS SISMORRESISTENTES	195	
29.4	ESPESOR DE LA LOSA MIXTA ACERO – CONCRETO	196	C-195
29.5	CRITERIOS DE DISEÑO	196	C-196
29.5.1	Etapas de construcción	196	C-196
29.5.2	Etapa de uso	197	C-196
29.6	ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	198	
29.6.1	Resistencia al corte por adherencia	198	C-196
29.6.2	Resistencia a flexión	198	C-197
29.7	LOSAS CONTINUAS	200	C-197
29.8	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	200	C-197
29.8.1	Flecha	200	C-197
29.8.2	Efectos dinámicos debidos a cargas repetidas o vibraciones	200	
29.9	CONSIDERACIONES ADICIONALES DE DISEÑO	201	C-198
29.9.1	Control de los efectos de retracción y temperatura	201	
29.9.2	Punzonado	201	C-198
29.9.3	Efecto de placa	202	C-198
29.9.4	Cargas repetidas o efectos dinámicos	202	C-198
29-9-5	Conexión con miembros de borde	202	
29.10	ENSAYOS	202	
CAPÍTULO 30 CONEXIONES EN ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO			
30.1	ALCANCE	203	C-201
30.2	REQUISITOS GENERALES	203	
30.3	CRITERIOS DE DISEÑO	203	C-201

	Articulado Página	Comentario Página	
CAPÍTULO 31 CONECTORES DE CORTE			
31.1	ALCANCE	206	C-202
31.2	MATERIALES	206	
31.3	FUERZA CORTANTE HORIZONTAL	206	C-202
31.4	RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRAGO	207	C-202
31.5	RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO CANAL LAMINADOS EN CALIENTE	208	C-203
31.6	CANTIDAD DE CONECTORES DE CORTANTE	208	
31.7	COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE	208	C-203
31.8	CONECTORES DE CORTE NO ESPECIFICADOS EN ESTA NORMA	209	
 PARTE 6 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD, FABRICACIÓN Y MONTAJE			
 CAPÍTULO 32 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD			
32.1	DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL PROYECTO	210	C-205
32.2	DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL FABRICANTE	210	C-205
32.3	COLABORACIÓN	210	
32.4	RECHAZOS	211	
32.5	IDENTIFICACIÓN DE LAS PIEZAS DE ACERO	211	C-205
32.6	INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS	211	C-205
32.7	INSPECCIÓN DE CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	212	C-206
 CAPÍTULO 33 FABRICACIÓN			
33.1	ALCANCE	213	
33.2	TOLERANCIAS DIMENSIONALES	213	
33.3	CONTRAFLECHAS, CURVATURAS Y ENDEREZAMIENTOS	213	C-207
33.4	CORTE MEDIANTE GAS	213	C-207
33.5	DESBASTE DE BORDES	214	
33.6	CONSTRUCCIÓN SOLDADA	214	
33.7	CONSTRUCCIÓN EMPERNADA	214	C-207
33.8	JUNTAS A COMPRESIÓN	215	

	Articulado Página	Comentario Página
CAPÍTULO 34 PINTURA EN TALLER		
34.1	ALCANCE	216
34.2	REQUISITOS GENERALES	216
34.3	SUPERFICIES INACCESIBLES	216
34.4	SUPERFICIES EN CONTACTO	217
34.5	SUPERFICIES ACABADAS	217
34.6	SUPERFICIES ADYACENTES A SOLDADURAS EN OBRA	217
CAPÍTULO 35 MONTAJE		
35.1	NIVELACIÓN DE LAS BASES DE COLUMNAS	218
35.2	ARRIOSTRAMIENTOS	218
35.3	IDONEIDAD DE LAS CONEXIONES TEMPORALES	218
35.4	ALINEACIÓN	218
35.5	AJUSTE DE JUNTAS A COMPRESIÓN DE COLUMNAS	218
35.6	SOLDADURA EN OBRA	219
35.7	PINTURA EN OBRA	219
PARTE 7 EDIFICACIONES EXISTENTES		
CAPÍTULO 36 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES		
36.1	ALCANCE	220
36.2	DISPOSICIONES GENERALES	220
36.3	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	220
36.4	EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	222
36.5	EVALUACIÓN MEDIANTE PRUEBAS DE CARGAS	222
36.6	INFORME DE EVALUACIÓN	223
APÉNDICE A ELEMENTOS ESBELTOS COMPRIMIDOS		
A1	ALCANCE	224
A2	PANDEO LOCAL	224
APÉNDICE B MIEMBROS DE SECCIÓN CONSTANTE SOMETIDOS A FLEXIÓN		
B1	ALCANCE	230
B2	DISEÑO POR FLEXIÓN	230
	TABLA B.1 RESISTENCIA TEÓRICA A FLEXIÓN	234
	TABLA B.2 RESISTENCIA TEÓRICA A FLEXIÓN	235

		Articulado Página	Comentario Página
	APÉNDICE C DISEÑO DE PERFILES ANGULARES LAMINADOS EN CALIENTE		
C1	ALCANCE	238	C-212
C2	FLEXIÓN	238	
C2.1	Estado límite de agotamiento resistente	238	C-212
C2.2	Flexión alrededor de los ejes geométricos	240	C-213
C2.3	Flexión alrededor de los ejes principales	241	C-213
C3	CORTE	242	C-214
C4	SOLICITACIONES COMBINADAS	242	C-215
	APÉNDICE D DISEÑO PARA CARGAS CÍCLICAS (FATIGA)	245	
D1	ALCANCE	245	C-219
D2	CRITERIOS	245	C-219
D3	SOLICITACIONES	246	C-219
D4	RECORRIDO DE TENSIONES	246	C-220
D5	PERNOS Y PARTES ROSCADAS	248	C-220
D6	REQUISITOS ESPECIALES EN LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE	249	C-220
	TABLAS D1 PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA	250	
	APÉNDICE E LOSAS MIXTAS ACERO – CONCRETO	264	
E1	PROPIEDADES DE LAS SECCIONES MIXTAS	264	
E2	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN AGRIETADA	264	
E3	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN NO AGRIETADA	264	
E4	MOMENTO DE INERCIA PARA DISEÑO	265	
	APÉNDICE F CALIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS BAJO CARGAS CÍCLICAS DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA Y VIGA ESLABÓN-COLUMNA	266	
F1	PROPÓSITO Y ALCANCE	266	C-221
F2	SUBENSAMBLAJE DE ENSAYO	266	C-221
F3	VARIABLES ESENCIALES	266	C-222
F4	HISTORIA DE CARGA	269	C-222
F5	INSTRUMENTACIÓN	270	
F6	ENSAYOS DE MATERIALES	270	C-222
F7	INFORME DEL ENSAYO	270	
F8	CRITERIO DE ACEPTACIÓN	271	C-223

	Articulado Página	Comentario Página
APÉNDICE G DEFINICIONES	272	
REFERENCIAS Y DIRECCIONES DE INTERÉS		C-224
REFERENCIAS		C-224
DIRECCIONES DE INTERÉS		C-243
ÍNDICE ANALÍTICO		
DISPOSICIONES TRANSITORIAS		
GUÍA PARA LAS CONSULTAS TÉCNICAS A LA COMISIÓN DE NORMAS DEL MINDUR		
PUBLICACIONES DE LA COMISIÓN DE NORMAS DEL MINDUR		

ARTICULADO

PARTE 1 REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO 1 VALIDEZ, ALCANCE Y ORGANIZACIÓN

1.1 VALIDEZ

Esta Norma establece los criterios y requisitos mínimos para el proyecto, la fabricación, el montaje, la construcción, la inspección y el mantenimiento de las estructuras de acero y las estructuras mixtas acero - concreto para edificaciones, así como la de sus miembros, componentes, juntas y conexiones, que se proyecten o ejecuten en el territorio nacional, y se aplicará en conjunción con las Normas venezolanas COVENIN y COVENIN -MINDUR vigentes.

Esta Norma se aplicará tanto a las edificaciones nuevas como a la evaluación, la adecuación, la rehabilitación, el reforzamiento o la reparación, de las edificaciones existentes que cumplan con los requisitos establecidos en la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. Las obras temporales o provisionales también deberán cumplir con las disposiciones de esta Norma.

Esta Norma sustituye a la Norma COVENIN - MINDUR 1618-82 *Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto. Fabricación y Construcción*.

1.2 ALCANCE

Cuando sea aplicable, esta Norma también podrá utilizarse en estructuras, miembros, componentes, elementos, juntas y conexiones que no pertenezcan a edificaciones, excepto cuando estén regidas por normas propias más restrictivas; véase las Disposiciones Transitorias.

Se excluyen del dominio de aplicación de esta Norma los perfiles tubulares, los perfiles formados en frío y las vigas de alma abierta (*joists*), los cuales se regirán por normas específicas. Véase las Disposiciones Transitorias.

El término *acero estructural* empleado en esta Norma se refiere a todo miembro o elemento descrito en los documentos contractuales como tal y/o que es necesario para la resistencia y la estabilidad de la estructura. Estos miembros y elementos de acero estructural se enumeran en forma general en Norma COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*.

1.3 ORGANIZACIÓN

Esta Norma está constituida por el Articulado y su Comentario. Es un criterio general aceptado por todas las normas, que el Articulado es obligatorio y el Comentario es potestativo. El Articulado incluye los Apéndices y las Disposiciones Transitorias. Cuando los dígitos del Articulado aparecen subrayados, éstos tienen comentario. En el Comentario, denotado por las iniciales C, se encuentran explicaciones, referencias, tablas y figuras adicionales, que complementan el Articulado y ayudan a su mejor interpretación. Las referencias se indican en el texto por medio de [autor, año] y se presentan al final del Comentario, en orden alfabético por apellido del autor y año de publicación.

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

1.4 DISCREPANCIAS CON OTRAS NORMAS

Cuando haya conflicto con otras normas y especificaciones a las cuales se hace referencia en este texto, la presente Norma privará en todos los aspectos concernientes al proyecto, la fabricación, el montaje, la construcción y el mantenimiento de las estructuras de acero o estructuras mixtas acero - concreto. Salvo que se indique lo contrario, toda referencia a otras normas, especificaciones y códigos está referida a la última edición vigente.

1.5 RESPONSABILIDADES

De acuerdo con la *Ley Orgánica de Ordenación Urbanística* los aspectos del proyecto, la fabricación, el montaje, la construcción, la inspección y el mantenimiento de la estructural no contemplados en esta Norma deberán ser resueltos bajo la responsabilidad de los profesionales de la arquitectura y la ingeniería, fabricantes, montadores, constructores e inspectores, en sus correspondientes campos de ejercicio, debiendo demostrar ante la autoridad competente, en forma documentada, analítica o experimental, la aplicabilidad de los criterios, procedimientos, normas o documentos técnicos empleados, tal como lo establecen el Artículo 3.11 de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 2002-88 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* y el Capítulo 1 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. El propietario será responsable por el uso previsto en el proyecto y el mantenimiento de la edificación.

1.6 MÉTODOS DE DISEÑO

Esta Norma está basada en el Método de los Estados Límites, por lo que las estructuras de acero, sus miembros, componentes, juntas y conexiones se diseñarán como mínimo para los estados límites definidos en el Capítulo 8.

La resistencia de los miembros estructurales, sus juntas y conexiones se determinará mediante métodos aceptados de análisis estructural para las acciones contempladas en el Capítulo 10. El diseño se hará para la hipótesis de solicitaciones que sea crítica y también deberá verificarse para las otras

hipótesis para demostrar que el diseño es adecuado. En el análisis se tomarán en cuenta las excentricidades adicionales que se espera ocurran durante la vida útil de la estructura en aquellos miembros, elementos o conexiones que tiendan a acumular deformaciones residuales bajo cargas repetidas de servicio.

En el diseño se permitirá tanto el análisis elástico como el análisis plástico. El análisis plástico estará limitado solamente para los aceros con tensiones de cedencia inferiores a 4570 kgf/cm^2 y que cumplan con los requisitos de la Sección 4.1.1, los Artículos 9.4 y 15.4, la Sección 16.2.3, y los Artículos 18.2 y 24.2

Alternativamente, durante el lapso de provisionalidad de esta Norma, se podrá utilizar el Método de las Tensiones Admisibles según la Norma venezolana COVENIN- MINDUR 1618-82 con las modificaciones indicadas en las *Disposiciones Transitorias* al final del Articulado.

1.7 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS, MIEMBROS Y CONEXIONES

A los fines de la aplicación de la presente Norma, toda estructura de acero o mixta acero - concreto, así como también sus miembros, juntas y conexiones, deberá clasificarse en uno de las categorías establecidas en los Capítulos 3 y 4.

Los requisitos de diseño sismorresistente se especifican mediante los Niveles de Diseño, ND, definidos en el Capítulo 3. Los Niveles de Diseño requeridos en las distintas zonas sísmicas del país serán los establecidos en la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756 -98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

CAPÍTULO 2 NOTACIÓN Y UNIDADES

2.1 GENERALIDADES

La notación utilizada en esta Norma corresponde esencialmente a la contenida en las Normas del Instituto Americano de la Construcción de Acero, AISC, especialmente la Norma AISC-LRFD 1993, salvo las modificaciones adoptadas por la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano en 1976.

Los términos y vocablos de este texto que puedan admitir varias acepciones o cuya identificación sea poco conocida se interpretarán con el significado que se les asigna en el Apéndice G.

El sistema de unidades corresponde al sistema MKS: Metro (m), Kilogramo fuerza (kgf), Segundo (s), como se explica en el Artículo 2.3.

2.2 NOTACIÓN

Cuando hay discrepancia con la notación empleada en la Norma AISC-LRFD, las siglas originales se anexan entre paréntesis al final de cada definición.

A	Área de la sección transversal (A_g).
A_1	Área de contacto del acero que se apoya concéntricamente sobre un soporte de concreto.
A_2	Área de la máxima porción de la superficie de concreto que geoméricamente es similar y concéntrica con el área cargada por una columna de acero.
A_B	Área cargada de un soporte de concreto.
A_b	Área del perno correspondiente a su diámetro nominal.
A_{BM}	Área de la sección transversal del material base.
A_c	Área de concreto.
A_e	Área neta efectiva.
A_f	Área total del ala.
A_{fe}	Área efectiva del ala traccionada.
A_{fn}	Área neta del ala traccionada.
A_n	Área correspondiente a la sección neta, o simplemente, área neta.
A_{nt}	Área neta a tracción.
A_{nv}	Área neta a corte.
A_{pb}	Área proyectada del perno para efectos de aplastamiento.
A_r	Área de las barras de refuerzo longitudinal
A_s	Área de la sección transversal del perfil de acero utilizado en las construcciones mixtas acero – concreto.
A_{sh}	Área mínima de ligaduras o estribos cerrados.
A_{sp}	Área de la sección transversal de la plancha de acero que refuerza un muro estructural.
A_t	Área en tracción.

A_w	Área del alma. Área de la sección transversal efectiva de la soldadura.
B_1, B_2	Coefficientes usados en el cálculo de M_u para solicitaciones de flexión y fuerza normal determinados en un análisis de primer orden.
C_1, C_2	Coefficientes para el cálculo del pandeo en vigas (X_1, X_2).
C_b	Coefficiente de flexión que depende del gradiente de momentos.
CE	Acciones debidas a empujes de tierra, materiales granulares y agua presente en el suelo (H).
CF	Acciones debidas a fluidos (F).
C_m	Coefficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción N-M de miembros prismáticos y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes.
C_{my}	Coefficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción N-M de miembros de altura variable y que depende de las tensiones normales en el extremo más pequeño del miembro (C'_m).
CP	Acciones permanentes (D).
CP_c	Acciones permanentes durante la etapa de construcción de una losa mixta acero - concreto.
CT	Acciones reológicas o térmicas, asentamientos diferenciales o sus combinaciones (T).
CV	Acciones variables (L).
C_v	Relación de tensión crítica en el alma, de acuerdo con la teoría elástica del pandeo, respecto a su tensión cortante cedente.
CV_c	Acciones variables durante la construcción de una losa mixta acero - concreto.
CV_r	Acción variable en techos y cubiertas (L_r).
C_w	Constante de alabeo.
E	Módulo de elasticidad del acero.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto.
EI	Rigidez elástica a flexión del miembro del cordón en el segmento especial de una viga de celosía.
E_m	Módulo de elasticidad modificado.
F_{by}	Tensión de flexión en miembros de altura variable.
F_{BM}	Resistencia teórica del material base a ser soldado.
F_c	Resistencia especificada del concreto a la compresión (f'_c).
F_{cr}	Tensión crítica.
$F_{cft}, F_{cry}, F_{crz}$	Tensión de pandeo flexotorsional en perfiles solicitados a compresión.
F_e	Tensión de pandeo elástico.
F_{ex}	Tensión de pandeo elástico con respecto al eje mayor.
F_{EXX}	Resistencia mínima especificada para el metal de aporte de la soldadura.
F_{ey}	Tensión de pandeo elástico con respecto al eje menor.
F_{ez}	Tensión de pandeo elástico torsional.
F_L	El menor valor entre $(F_{yf} - F_r)$ y F_{yw} .
F_{my}	Tensión de cedencia modificada para columnas mixtas acero - concreto.
F_r	Tensiones residuales de compresión en el ala.
F_{sy}	Tensión en miembros de altura variable.

F_u	Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el tipo de acero utilizado.
F_v	Tensión teórica a corte en conexiones de deslizamiento crítico.
F_w	Resistencia teórica de la soldadura aportada por el electrodo.
F_y	Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero utilizado.
F_{yb}	Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero de una viga.
F_{yc}	Tensión cedente mínima especificada, F_y , del acero de una columna.
F_{ye}	Tensión de cedencia esperada para el tipo de acero utilizado.
F_{yf}	Tensión de cedencia mínima especificada del ala.
F_{yr}	Tensión de cedencia mínima especificada de las barras de refuerzo que contribuyen a la acción mixta acero - concreto.
F_{yst}	Tensión de cedencia mínima especificada para el acero del rigidizador.
F_{yw}	Tensión de cedencia mínima especificada para el acero del alma.
G	Módulo de elasticidad al corte del acero, igual a $E/2.6$.
H	Fuerzas horizontales.
I	Momento de inercia.
I_{st}	Momento de inercia de un rigidizador transversal
I_w	Mayor momento de inercia de un perfil L referido a su eje principal.
I_{yc}	Momento de inercia alrededor del eje Y referido al ala comprimida, o si la curvatura en flexión es doble, momento de inercia referida al ala más pequeña.
I_z	Momento de inercia de un perfil L referido a su eje principal de mayor momento de inercia.
I_z	Momento de inercia de un perfil L referido a su eje principal de menor momento de inercia.
J	Constante de torsión uniforme.
	Energía de rotura de probetas Charpy con entalla en v.
L	Luz. Altura Longitud real no arriostrada lateralmente (l)
	Longitud de la conexión medida en la dirección de la solicitación.
L_b	Longitud no arriostrada lateralmente; distancia entre puntos que estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o contra la torsión de la sección transversal (l_b).
L_c	Longitud de conector de corte tipo canal. Distancia libre entre los bordes de agujeros adyacentes o entre un agujero y el borde del perfil o plancha, medido en la dirección de la línea de acción de la solicitación.
L_e	Longitud de la viga eslabón (e). Distancia del centro del agujero al borde del perfil o plancha
L_g	Longitud máxima no arriostrada para que la resistencia teórica de una columna sea igual a la calculada con $k = 1$.
L_p	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar plenamente la capacidad plástica a flexión, considerando una distribución uniforme de momento ($C_b = 1.0$).
L_{pd}	Valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente en un análisis plástico.
L_r	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente en pandeo lateral torsional.
L_s	Longitud del segmento especial en una viga de celosía.

M	Momento flector.
M_1	El menor de los momento que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga-columna.
M_2	El mayor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no el mayor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga- columna.
M_A, M_B, M_C	Valor absoluto de los momentos calculados a $0.25 L_b$, $0.50 L_b$ y $0.75 L_b$, respectivamente.
M_{cr}	Momento crítico de pandeo elástico.
M_{lt}	Momento mayorado en el miembro debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico.
$M_{máx}$	Valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos
M_t	Resistencia teórica a la flexión
M_{tc}	Resistencia teórica a flexión del miembro del cordón especial en el segmento especial de una viga de celosía (M_{nc}).
M_{nt}	Momento mayorado en el miembro suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico.
M_{ob}	Momento elástico de pandeo lateral torsional de un perfil L.
M_{ox}, M_{oy}	Resistencia teórica a flexión de una columna en presencia de fuerza normal en ausencia del otro momento momento ortogonal (M'_{nx}, M'_{ny}).
M_p	Momento plástico teórico.
M_{pa}	Momento plástico teórico modificado por carga normal.
M_{pe}	Momento plástico teórico calculado con la tensión de cedencia esperada F_{ye} .
M_r	Momento límite de pandeo; igual al M_{cr} cuando $\lambda = \lambda_r$ y $C_b = 1.0$.
M_{rcx}, M_{rcy}	Resistencia teórica a flexión en una columna, reducida por la presencia de fuerza normal (M'_{px}, M'_{py}).
M_u	Momento flector mayorado.
M_y	Momento correspondiente a la cedencia de la fibra más extrema en una distribución elástica
N_b	Fuerza vertical máxima que se aplica a la viga en el punto de concurrencia de los arriostramientos y que representa el desbalance debido al postpandeo de los arriostramientos en V o en V invertida (Q_b).
N_{br}	Resistencia teórica en un arriostramiento o panel de arriostramiento
N_e	Carga normal de pandeo elástico (P_e).
N_{e1}, N_{e2}	Carga normal de pandeo elástico en pórticos arriostrados y pórticos no arriostrados, respectivamente, calculada según la fórmula de Euler (P_{e1}, P_{e2}).
N_o	Resistencia teórica a carga normal de una columna mixta acero – concreto con excentricidad cero (P_o).
N_p	Resistencia teórica al aplastamiento de un apoyo de concreto (P_p).
N_t	Resistencia teórica a fuerza normal de tracción o compresión (P_n).
N_{tt}	Resistencia teórica a tracción de los miembros diagonales en el segmento especial de una viga de celosía (P_{nt}).
N_u	Solicitación mayorada de tracción o compresión normal (P_u).
N_y	Resistencia teórica a la cedencia en un miembro solicitado por fuerzas normales (N_y)
R	Factor de reducción de respuesta, definido en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98.

R_{bs}	Resistencia teórica al bloque de corte.
R_{PG}	Factor de reducción de la resistente teórica a la flexión de vigas armadas de alma llena.
R_t	Resistencia teórica.
R_v	Resistencia teórica a corte del alma.
R_y	Relación entre la tensión cedente esperada, F_{ye} , y la tensión cedente mínima especificada, F_y , para el tipo de acero utilizado.
S	Acciones sísmicas (E).
S_c	Módulo elástico de un perfil L referido al extremo comprimido
S_{ef}	Módulo de sección efectivo de la sección con respecto a su eje mayor.
S_H	Componente horizontal de la acción sísmica (Q_E).
S_x	Módulo elástico de la sección con respecto a su eje mayor.
S_x^*	Módulo elástico de la sección en el extremo mayor de un miembro de altura variable, con respecto a su eje mayor (S_x').
S_{xc}	Módulo elástico de la sección referido a las alas en compresión.
S_{xt}	Módulo elástico de la sección referido a las alas en tensión.
T_b	Pretensión mínima especificada para pernos de alta resistencia.
T_{cv}	Temperatura de ensayo de las probetas Charpy con entalla en v.
T_u	Momento torsor mayorado.
V_{ac}	Resistencia teórica al cortante horizontal de un conector de corte (Q_n).
V_h	Fuerza cortante horizontal en una sección mixta acero - concreto.
V_p	Capacidad resistente nominal al corte de un vínculo activo.
V_{pa}	Resistencia teórica al corte de un vínculo activo modificada por la magnitud de la carga
V_{pr}	Resistencia teórica al corte por punzonado.
V_t	Resistencia teórica al corte
V_r	Resistencia teórica al corte por adherencia. Resistencia teórica al corte por adherencia.
V_u	Fuerza cortante mayorada.
W	Acciones eólicas.
Y_{con}	Distancia entre la parte superior de la viga de acero y el tope de la losa de concreto.
Z	Módulo plástico de sección.
Z_b	Módulo plástico de sección de la viga que concurre a un nodo.
Z_c	Módulo plástico de la sección de la columna. que concurre a un nodo.
A	Distancia libre entre rigidizadores transversales.
a'	Separación entre los conectores de un miembro compuesto.
a_r	Distancia requerida en los extremos de planchas de cubierta soldadas de longitud parcial para desarrollar las tensiones por flexión en las vigas.
B	Relación entre el área del alma y el área del ala comprimida.
	Ancho de los elementos rigidizados o sin rigidizar, según se define en la Sección 4.2.1.
	Distancia entre líneas adyacentes de pernos o entre cordones de soldaduras.
	Distancia más corta entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de acción de la fuerza aplicada.

b_{cf}	Ancho del ala de la columna.
b_e	Ancho efectivo en los elementos esbeltos comprimidos.
b_{ef}	Distancia efectiva al borde.
b_f	Ancho del ala.
b_o	Perímetro de la sección crítica por punzonado.
b_s	Ancho del rigidizador
c_1, c_2, c_3	Coefficientes numéricos utilizados en el cálculo de la resistencia teórica de una columna mixta acero - concreto.
d	Altura total de un miembro; diámetro de un pasador, de un rodillo o balancín de apoyo. Diámetro nominal de un perno o barra roscada..
d_a	Diámetro del agujero para efectos del cálculo de las áreas netas.
d_b	Altura de una viga.
d_c	Altura de la columna que concurre al nodo.
d_f	Distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma de un perfil laminado o la distancia equivalente en una sección soldada (k).
d_h	Diámetro nominal de una perforación tamaño normal.
d_L	Altura en el extremo mayor de un segmento no arriostrado de un miembro de altura variable.
d_o	Altura en el extremo menor de un miembro de altura variable o en el extremo menor de un segmento no arriostrado del mismo.
d_p	Diámetro del pasador.
d_R	Longitud de contacto de una carga aplicada (N).
d_z	Altura de la zona del panel entre las planchas de continuidad.
f	Tensión normal de compresión en un elemento rigidizado.
f_{un}	Tensión normal mayorada.
f_{uv}	Tensión cortante mayorada
f_v	Tensión cortante mayorada calculada en pernos.
g	Separación transversal centro a centro entre líneas de pernos (gramil).
h	Distancia libre entre las alas de una viga en la sección considerada, según se define en la Sección 4.2.1. Distancia entre los baricentros de los componentes individuales de una sección compuesta, medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro.
h_c	En un perfil soldado, el doble de la distancia entre el baricentro de la sección y la cara interna del ala comprimida.
h_{cc}	Dimensión de la sección transversal del núcleo confinado de una columna de concreto o de sección mixta acero - concreto, medido centro a centro de la armadura de confinamiento.
h_p	El doble de la distancia entre el eje neutro plástico de la sección transversal de un perfil y la más cercana línea de pernos en el ala comprimida, o a la cara interna del ala comprimida cuando se use soldadura. En secciones compuestas, dos veces la distancia del el eje neutro plástico a la línea más próxima de conectores o a la cara interna del ala comprimida cuando se usa soldadura.
h_r	Altura nominal de la nervadura de un sofito metálico.

h_s	Factor que se aplica a la longitud no arriostrada de un miembro de altura variable. Altura de un conector de corte tipo espárrago una vez soldado (H_s).
h_w	Factor que se aplica a la longitud no arriostrada de un miembro de altura variable.
j	Factor para calcular el momento de inercia mínimo de un rigidizador transversal.
k	Factor de longitud efectiva en un miembro prismático (K).
k_γ	Factor de longitud efectiva en un miembro de altura variable (K_γ)
k_1 a k_6	Coefficientes de corte por adherencia en un sofito metálico, obtenidos experimentalmente.
k_p	Coefficiente que relaciona la resistencia al pandeo elástico de una plancha con sus dimensiones y condiciones de apoyo (k_v).
k_z	Factor de longitud efectiva para pandeo torsional (K_z).
m	Relación entre las tensiones de cedencia del alma y las alas o las tensiones críticas del en una viga híbrida.
n	Número de puntos arriostrados nodalmente dentro del tramo (N).
n_b	Número de pernos (N_b).
n_r	Número de conectores de cortante tipo espárrago en una nervadura de un sofito metálico (N_r).
n_s	Número de planos de corte o de deslizamiento (N_s).
r	Radio de giro gobernante.
r_{To}	En el extremo menor de un miembro de altura variable, el radio de giro que comprende el ala comprimida y un tercio del área comprimida del alma, calculada respecto a un eje contenido en el plano del alma.
r_i	Radio de giro menor de un componente individual en un miembro compuesto.
r_{ib}	Radio de giro de los componentes individuales de una sección compuesta referidas a su eje.
r_m	Radio de giro del perfil de acero en columnas mixtas acero - concreto.
\bar{r}_o	Radio polar de giro con respecto al centro de corte.
r_{ox}, r_{oy}	Radio de giro con respecto a los ejes X e Y, respectivamente, en el extremo menor de un miembro de altura variable.
r_T	Radio de giro de una sección que comprende el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, calculado respecto a un eje contenido en el plano del alma.
r_{to}	Radio de giro de una sección de altura variable calculado en el extremo menor y que comprende el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, calculado respecto a un eje contenido en el plano del alma.
r_x, r_y, r_z	Radio de giro con respecto a los ejes X, Y, Z, respectivamente.
r_{yc}	Radio de giro alrededor del eje Y referido al ala comprimida, o en miembros flectados en doble curvatura, referido al ala más pequeña.
s	Separación longitudinal entre pernos sucesivos (paso).
t	Espesor.
t_f	Espesor del ala.
t_p	Espesor en la zona del panel, incluyendo planchas adosadas.
t_s	Espesor del rigidizador del alma.
t_w	Espesor del alma (t).
w	Ancho de una placa; distancia entre soldaduras. Tamaño del filete de soldadura

w_r	Ancho promedio de la nervadura de un sofito metálico.
w_z	Ancho de la zona del panel entre las alas de la columna.
\bar{x}	Excentricidad de la conexión.
x_o, y_o	Coordenadas del centro de corte con respecto al baricentro de la sección.
z	Distancia referida al extremo de menor sección en un miembro de altura variable.
Δ_{oh}	Desplazamiento lateral del entrepiso en consideración
$\sum M_{pc}^*$	La sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de la viga y la columna, determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremo superior e inferior de la conexión a momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la columna .
$\sum M_{pb}^*$	Sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y la columna determinado por la proyección de la suma de las resistencias esperadas a flexión en la rótula plástica sobre el eje de la columna.
Ω_o	Factor de sobrerresistencia aplicado a la componente horizontal del sismo.
α	Coefficiente de dilatación térmica lineal. Ángulo del miembro diagonal con respecto a la horizontal.
α_{PG}	Relación de separación entre miembros compuestos. Factor para vigas híbridas (R_e).
α_{st}	Factor que depende del tipo de rigidizadores transversales usados en una viga armada o de alma esbelta (D).
β_1	Factor en el cálculo de la resistencia del concreto a compresión.
β_{br}	Rigidez de un arriostramiento o panel de arriostramiento
β_c	Relación de aspecto del área donde actúa la carga concentrada o reacción analizada por punzonado.
β_{sec}	Rigidez del alma de la viga, incluyendo sus rigidizadores
β_{Tb}	Rigidez torsional del arriostramiento y sus conexiones
β_w	Propiedad de los perfiles L en flexión.
γ	Factor de mayoración de solicitaciones. Coeficiente de variación de altura en un miembro de altura variable linealmente o en un segmento no arriostrado del mismo.
γ_p	Ángulo de rotación de la viga eslabón
η	Exponente en las fórmulas alternas de interacción N-M para vigas – columnas
λ	Parámetro de esbeltez local de un elemento, definida la esbeltez local como su relación ancho/espesor.
λ_γ	Relación de esbeltez efectiva en una columna de altura variable linealmente.
λ_c	Parámetro de esbeltez de una columna que separa el dominio del pandeo elástico del inelástico.
λ_e	Parámetro de esbeltez equivalente.
λ_{ef}	Parámetro de esbeltez efectiva.
λ_p	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección compacta.
λ_{pd}	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección plástica.

λ_r	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección no compacta.
μ	Valor medio del coeficiente de fricción de una superficie.
ξ	Exponente en la ecuación alterna de interacción N-M para vigas – columnas.
ρ	Peso unitario del acero. En una viga eslabón, el cociente entre la solución mayorada normal, N_u , y el cortante V_u (ρ').
	Cuantía del acero de refuerzo.
ϕ	Factor de minoración de la resistencia teórica.
ϕ_A	Factor de reducción del área que permite calcular el área neta efectiva A_e (U).
ϕ_a	Relación del área efectiva de la sección transversal de un miembro comprimido normalmente respecto a su área total (Q_a).
ϕ_{as}	Factor de reducción por efecto de pandeo local igual al producto de $\phi_a \phi_s$ (Q).
ϕ_b	Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión.
ϕ_c	Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión.
ϕ_{Lw}	Coefficiente de reducción de la longitud de la soldadura de filete.
ϕ_s	Factor de reducción de tensiones normales donde la relación ancho / espesor de elementos no rigidizados excede los valores límites dados en la Tabla 4.1 (Q_s).
ϕ_t	Factor de minoración de la resistencia teórica a tracción.
ϕ_v	Factor de minoración de la resistencia teórica a corte.
ϕ_w	Factor de minoración de la resistencia teórica de la soldadura.
ν	Coefficiente de Poisson

Principales subíndices:

b	Flexión (<i>bending</i>); también viga (<i>beam</i>); perno (<i>bolt</i>).
c	Columna; también concreto; compresión.
f	Ala (<i>flange</i>).
n	Sección neta.
s	Rigidizador (<i>stiffener</i>).
t	Teórico; tracción
u	Agotamiento resistente
v	Corte.
w	Alma (<i>web</i>); soldadura (<i>welding</i>).
x	Eje de flexión más fuerte o de mayor momento de inercia.
y	Eje de flexión más débil o de menor momento de inercia; también cedencia (<i>yielding</i>).
γ	Miembro de altura variable linealmente.

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, así como sus combinaciones. En las fórmulas se usarán unidades consistentes, y a menos que se indique específicamente de otra manera, en esta Norma se usarán las siguientes unidades:

Dimensiones:

En las fórmulas (L, d, h, t_f, t_w, etc.): cm.

En el detallado de las secciones y piezas de acero: mm.

En el detallado de las secciones y piezas de concreto: cm.

Ángulos planos: grados sexagesimales (°)

Áreas: cm²

Energía, trabajo: kgf m.

Fuerzas: kgf.

Momentos: m kgf.

Tensiones: kgf / cm².

CAPÍTULO 3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU TIPO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO DE CONEXIONES

3.1 ALCANCE

Para los fines de esta Norma el sistema estructural deberá clasificarse según su Tipo, Nivel de Diseño y Tipo de Conexiones. La clasificación además de útil e imprescindible en la etapa de proyecto, es importante en las etapas de fabricación, montaje, construcción, inspección y mantenimiento de la estructura, razón por la cual se dejará constancia escrita de la clasificación estructural en la documentación del proyecto.

3.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO ESTRUCTURAL

La estructura deberá quedar clasificada en uno de los Tipos contemplados en este Artículo. Una estructura puede clasificarse en Tipos diferentes, en sus dos direcciones ortogonales de análisis. La clasificación de los Tipos de sistemas estructurales es consistente con la clasificación de los Tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos del Capítulo 6 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. La combinación vertical de los sistemas estructurales deberá cumplir con la Sección 6.3.2 de la Norma 1756-98.

Tipo pórtico

Estructuras constituidas por pórticos de acero capaces de resistir las acciones mediante deformaciones debidas principalmente a la flexión de sus vigas y columnas de acero. Los miembros, juntas y conexiones del Tipo pórtico cumplirán con los requisitos del Capítulo 11. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos corresponden al Tipo I de la COVENIN - MINDUR 1756-98.

Tipo pórtico con diagonales concéntricas

Pórticos de acero cuya estabilidad o resistencia a las acciones se suministra por medio de diagonales, y en la cual todos sus miembros están solicitados principalmente por fuerzas axiales. Los miembros, juntas y conexiones del Tipo pórtico con diagonales concéntricas, solos o en combinación con pórticos cumplirán con los requisitos del Capítulo 12. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con arriostramientos concéntricos corresponden al Tipo III de la COVENIN - MINDUR 1756-98.

La configuración de pórticos con diagonales en X corresponde a un par de diagonales que se cruzan aproximadamente su punto medio. Los pórticos con diagonales en V son aquellos en el par de arriostramientos se conectan un punto único por encima de la de la luz de la viga. Cuando las diagonales se encuentran y conectan por debajo de la viga se les denomina pórticos con diagonales en A o V invertida. En esta Norma no está autorizado el uso de diagonales dispuestas en K.

Tipo pórtico con diagonales excéntricas

Comprende los pórticos de acero con diagonales excéntricas vinculadas a vigas dúctiles, denominadas *viga eslabón*, capaces de concentrar la absorción y disipación de la energía del sistema. Las diagonales excéntricas pueden disponerse en diversas configuraciones. El eslabón dúctil puede situarse en la longitud media de la viga entre las dos conexiones de las diagonales, o adyacente a una columna, entre la conexión de la viga a la diagonal y la cara de la columna. Los miembros, juntas y conexiones del Tipo pórtico con diagonales excéntricas cumplirán con los requisitos del Capítulo 13. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con arriostramientos excéntricos corresponden al Tipo IIIa de la COVENIN - MINDUR 1756-98.

Tipo mixto acero –concreto

Estructuras formadas por miembros mixtos acero – concreto reforzado tipificados en esta Norma y que satisfacen los requisitos exigidos en la Parte 4 de la misma. En los sistemas resistentes a sismos corresponde a los Tipos I, II o IIIa de la COVENIN - MINDUR 1756-98, según el caso. A continuación se enumeran las estructuras tipificadas en esta Norma; las estructuras no contempladas se registrarán por lo dispuesto en el Artículo 25.1.

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero - concreto, y vigas de acero estructural o mixtas acero – concreto.

Pórticos con columnas de acero estructural y vigas mixtas acero – concreto conectadas mediante conexiones semirrígidas

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero – concreto, vigas y diagonales concéntricas de acero estructural o mixtas acero – concreto.

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero –concreto, vigas de acero estructural o parcialmente mixtas y diagonales excéntricas de acero estructural.

Muros estructurales de concreto reforzado o muros mixtos acero – concreto con perfiles de acero estructural o mixtos como miembros de bordes, y vigas de acero estructural que acoplan dos o más muros estructurales.

3.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

De conformidad con el Artículo 6.2 la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756 *Edificaciones Sismorresistentes*, la estructura deberá quedar clasificada en uno de los tres Niveles de Diseño caracterizados por diversas exigencias para el análisis, el diseño y el detallado de los miembros y conexiones de la estructura.

Para cada Nivel de Diseño y en las etapas de fabricación, montaje, construcción, inspección y mantenimiento de la estructura, sus conexiones y demás componentes, se cumplirá con los requisitos de supervisión técnica incluida en el plan de aseguramiento de la calidad contemplado en el Capítulo 32.

3.4 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE CONEXIONES

Bajos las condiciones que se establecen en este Artículo, se autorizan dos Tipos básicos de conexiones con sus correspondientes hipótesis de diseño, cada uno de estos Tipos controlará de una manera específica el comportamiento y la respuesta tanto de la estructura como la de cada una de sus partes, condicionando las dimensiones y resistencia de los miembros y sus conexiones. En el análisis de la estabilidad de la estructura se incorporará el efecto de la flexibilidad de las conexiones según se especifica en el Capítulo 9. Además de los requisitos generales del presente Artículo, el diseño de cada Tipo de conexión cumplirá con todos los otros requisitos particulares exigidos en esta Norma.

Conforme a lo requerido en el Artículo 3.1, el diseño de todas las conexiones será compatible con el Tipo señalado en los planos.

Tipo TR, estructuración con conexiones totalmente restringidas

Este Tipo de construcción se designa comúnmente como "estructuración con conexiones rígidas" (pórtico rígido o continuo) y se supone que durante las deformaciones de la estructura las conexiones tienen la suficiente rigidez para mantener inalterados los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.

Tipo PR, estructuración con conexiones parcialmente restringidas

Este Tipo de construcción supone que las conexiones no tienen la suficiente rigidez para mantener los ángulos entre los miembros que se intersectan.

Cuando se ignore la restricción de las conexiones, como en la "estructuración con conexiones flexibles" (sin restricción o de extremos simplemente apoyados), en lo que respecta a las cargas gravitacionales, los extremos de las vigas se conectan únicamente para resistir fuerzas cortantes y están libres de girar bajo las cargas verticales. Los pórticos con conexiones del Tipo PR cumplirán con los siguientes requisitos:

1. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir la carga gravitacional mayorada trabajando como vigas simplemente apoyadas.
2. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir las solicitaciones mayoradas debidas a las cargas laterales.
3. Las conexiones tienen una capacidad de rotación inelástica suficiente para evitar sobretensiones en los medios de unión bajo las solicitaciones mayoradas producidas por la combinación de cargas gravitacionales y laterales.

Excepto que se ignore la restricción de la conexión, el uso de conexiones Tipo PR exige que el análisis y el diseño incluya las características de su comportamiento, como la resistencia, la rigidez y la ductilidad entre otras. El grado de restricción y en general el comportamiento de las conexiones Tipo PR deberá establecerse de manera analítica o experimental o estar suficientemente documentado en la literatura técnica.

CAPÍTULO 4 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS Y SUS ELEMENTOS

4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS DE ACERO

Los miembros de acero estructural se clasificarán en función de su sección transversal y del estado límite de agotamiento resistente correspondiente. Para que una determinada sección de un miembro alcance el estado límite de agotamiento resistente correspondiente, se arriostrarán lateralmente a los intervalos definidos por el Nivel de Diseño.

Las secciones transversales de los miembros de acero se clasificarán en función de las relaciones ancho / espesor de los elementos planos comprimidos que constituyen su sección transversal. En esta Norma las secciones transversales de los miembros de acero estructural se clasificarán en: secciones para diseño plástico, secciones compactas, secciones no compactas y secciones con elementos esbeltos.

4.1.1 Secciones para diseño plástico

Se clasificarán como secciones para diseño plástico las secciones transversales de los miembros que alcanzan el momento plástico y lo conservan durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura. En las secciones para diseño plástico, las alas comprimidas en la zona donde se espera la formación de rótulas plásticas y el alma en cualquier sección, tienen una relación ancho/espesor menor o igual al valor límite λ_{pd} establecido en la Tabla 4.1.

Las secciones plásticas podrán ser diseñadas por métodos de análisis plástico, con las limitaciones impuestas en el Artículo 1.6.

4.1.1.1 Redistribución de momentos

Las vigas de sección plástica que satisfagan los requisitos de longitud no arriostrada de la Sección 16.2.3, incluyendo los miembros mixtos acero - concreto, que sean continuas sobre sus apoyos o están conectados rígidamente a las columnas pueden dimensionarse para 0.9 veces los momentos negativos producidos por las cargas verticales, que sean máximos en las secciones de apoyo, siempre y cuando que para tales miembros el máximo momento positivo se incremente en 0.1 del valor promedio de los momentos negativos. Esta reducción no se aplicará a los momentos producidos por cargas sobre voladizos ni a las vigas híbridas y miembros de acero A514. Si el momento negativo es resistido por una columna rígidamente conectada a la viga, la reducción de 0.1 puede utilizarse en el diseño de la columna en flexocompresión, siempre que la fuerza normal no exceda de $\phi_c 0.15 A F_y$, donde A es el área de la sección transversal, cm^2 ; F_y , es la tensión de cedencia mínima especificada del acero, kgf/cm^2 , y ϕ_c es el factor de minoración de la resistencia teórica a compresión.

4.1.2 Secciones compactas

Las secciones que alcanzan el momento plástico pero sin la capacidad de rotación bajo la magnitud constante del momento plástico se clasifican como secciones compactas. Estas secciones tendrán sus alas conectadas continuamente al alma o almas y la relación ancho/espesor de sus elementos comprimidos no excede los valores límites λ_p de la Tabla 4-1.

4.1.3 Secciones no compactas

Las secciones en las que sus elementos comprimidos desarrollan el momento correspondiente a la iniciación de la tensión cedente antes de que ocurra el pandeo local se denominarán secciones no compactas. La relación ancho/espesor de uno o más elementos a compresión de su sección transversal excederá el valor λ_p pero no el valor λ_r dado en la Tabla 4.1. Las secciones no compactas no son propensas al pandeo local.

4.1.4 Secciones con elementos esbeltos

Aquellas secciones en las cuales la relación ancho / espesor de cualquier elemento comprimido de la sección transversal excede el valor λ_r de la Tabla 4.1. se clasificarán como secciones con elementos esbeltos. Los elementos de las secciones esbeltas al ser solicitados por compresión o compresión por flexión tienen como estado límite de agotamiento resistente el pandeo local del ala comprimida y/o el pandeo del alma por flexión, y su tal como se especifica en los Apéndices A, B y C, su diseño es función de la relación ancho / espesor de sus elementos componentes.

4.2 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCIÓN

Atendiendo a la sollicitación de compresión uniforme, los elementos constituyentes de la sección transversal de un miembro de acero se clasificarán en elementos comprimidos rigidizados, o simplemente elementos rigidizados, y elementos comprimidos no rigidizados o sencillamente, elementos no rigidizados.

4.2.1 Elementos comprimidos rigidizados

Se clasifican como elementos comprimidos rigidizados aquellos elementos planos uniformemente comprimidos que tiene soporte lateral a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de las tensiones de compresión. En los elementos rigidizados el ancho se tomará como se indica a continuación :

- (a) Para almas de perfiles laminadas h será la distancia libre entre alas menos el radio de transición entre el alma y las alas; h_c es dos veces la distancia entre el eje y la cara interior del ala en compresión el radio de transición.
- (b) Para almas de secciones compuestas, h_p es el doble de la distancia del eje neutro plástico a la línea más próxima de conectores o a la cara interna del ala comprimida cuando se usa soldadura.
- (c) Para las alas o las planchas de diafragma en secciones compuestas, el ancho b será la distancia entre líneas adyacentes de pernos o entre líneas de soldaduras.

En las alas de espesor variable de los perfiles laminados, se tomará como espesor el correspondiente a la sección media entre el borde libre y la cara del alma adyacente.

4.2.2 Elementos comprimidos no rigidizados

Se clasifican como elementos comprimidos no rigidizados aquellos elementos planos uniformemente comprimidos que tienen un borde libre paralelo a la dirección de las tensiones de compresión. El ancho de los elementos no rigidizados se tomará como se especifica a continuación sigue :

- (a) Para alas de los perfiles I o T, el ancho b será igual a la mitad del ancho nominal total , b_f .
- (b) Para las alas de ángulos y canales, el ancho b será igual al ancho nominal total.
- (c) Para las almas de las secciones T, el ancho se tomará como la altura nominal total, d .
- (d) Para planchas no rigidizadas, el ancho b será igual a la distancia del extremo libre a la primera hilera de conectores o línea de soldaduras.

TABLA 4-1(A)
RELACIONES ANCHO / ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS
NO RIGIDIZADOS

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Alas de vigas laminadas en forma de I y canales solicitadas por flexión	b / t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.816 \sqrt{E / (F_y - F_r)}$ (a)
Alas de vigas híbridas en forma de I, o vigas soldadas solicitadas por flexión	b / t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.937 \sqrt{E / ((F_y - F_r) / k_c)}$ (a), (b), (c)
Alas comprimidas que sobresalgan de los miembros de sección compuesta	b / t			$0.631 \sqrt{E / (F_y / k_c)}$ (b)
Lados principales de ángulos dobles en contacto continuo; alas de canales en compresión axial; ángulos y planchas que sobresalgan de vigas o miembros comprimidos	b / t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alas de ángulos sencillos a compresión; alas de ángulos dobles a compresión con separadores; elementos no rigidizados, esto es, con soporte lateral a lo largo de un borde	b/t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.44 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de perfiles T	d / t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Véase las Notas en la página 23.

TABLA 4-1(B)
RELACIONES ANCHO / ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS
RIGIDIZADOS

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Alas de secciones en cajón, cuadradas o rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme solicitadas por flexión o compresión; planchas de cubierta y planchas de diafragma entre líneas de pernos o soldaduras	b / t		$1.10 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Anchos no arriostrados de platabandas perforadas con una sucesión de huecos de acceso (d)	b / t			$1.83 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas en compresión por flexión (c), (e)	h / t_w	$3.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.61 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Véase las Notas en la página 23.

TABLA 4-1(B) (CONTINUACIÓN)
RELACIONES ANCHO / ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS
RIGIDIZADOS

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Almas solicitadas simultáneamente a compresión y flexión	h / t_w	Para $N_u / \phi_b N_y \leq 0.125$		
		$3.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{1.54 N_u}{\phi_b N_y} \right]$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{2.75 N_u}{\phi_b N_y} \right]$	$5.61 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.74 N_u}{\phi_b N_y} \right]$
		Para $N_u / \phi_b N_y > 0.125$		
		$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[2.33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right] \geq 1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Todos los demás elementos rigidizados solicitados por compresión uniforme, esto es, con soporte lateral a lo largo de ambos bordes	b / t h / t_w			$1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Véase las Notas en la página siguiente.

Notas de las Tablas 4.1(a) y 4.1(b):

Cuando el concepto no es aplicable, la correspondiente casilla aparece en blanco.

(a) F_r es la tensión residual de compresión en el ala, igual a :

$F_r = 700 \text{ kgf/cm}^2$ en perfiles laminados en caliente

$F_r = 1160 \text{ kgf/cm}^2$ en perfiles soldados.

(b)
$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (4.1)$$

acotado entre los siguientes límites $0.35 \leq k_c \leq 0.763$

(c) En miembros de alas desiguales se usará h_p en lugar de h para comparar con λ_{pd} y λ_p

(d) Se supone que el área meta de la plancha de cubierta está en la perforación más grande.

(e) Para las vigas híbridas utilícese F_{yf} en lugar de F_y .

CAPÍTULO 5 MATERIALES

5.1 PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

En el diseño se utilizarán las propiedades del acero dadas en la Tabla 5.1. Los valores de la tensión de cedencia F_y , y resistencia a la tracción, F_u , a emplear en el diseño de acero serán los mínimos valores especificados en las correspondientes normas y especificaciones de los materiales y productos considerados. Los valores reportados en los certificados de ensayos efectuados por la acería solo tienen validez a efectos de la conformidad con norma y por lo tanto no deberán utilizarse como base para el diseño.

TABLA 5.1 PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL

Módulo de elasticidad	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de corte	$G = E/2.6 \approx 808000 \text{ kgf/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0.3$
Peso unitario	$\rho = 7850 \text{ kgf/cm}^3$
Coefficiente de dilatación térmica lineal	$\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

5.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

5.2.1 Aceros estructurales

La tensión cedente mínima especificada, F_y , para los miembros en los cuales se espera un comportamiento inelástico bajo las hipótesis de solicitaciones (10-9) y (10-10) no excederá de 3515 kgf/cm^2 , a menos que se mediante ensayos o estudios bien sustentados se compruebe que el material es apropiado. Esta limitación no se aplicará a las columnas en la cuales la única conducta inelástica esperada sea la cedencia en su base.

El acero utilizado en los sistemas sismorresistentes descrito en el Artículo 3.2, estará limitado a los que cumplan con las siguientes especificaciones ASTM o COVENIN correspondientes, en su última edición vigente:

ASTM A36/A36M *Structural Steel* (Acero Estructural).

ASTM A500 *Cold Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Round and Shapes, Grades B or C* (Tubos y Perfiles Tubulares de Acero Estructural al Carbono Formados en Frío y sin Costura, Grados B o C).

ASTM A501 *Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing* (Tubería Estructural de Acero al Carbono Formada en Caliente Soldada y sin Costura).

ASTM A572/A572M *High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality, Grades 42 or 50* (Aceros al Columbio Vanadio de Alta Resistencia y Baja Aleación de Calidad Estructural, Grados 42 o 50).

ASTM A588/A588M *High-Strength Low - Alloy Structural Steel with 50 ksi Minimum Yield Point to 4-inch Thick* (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación con una Tensión Cedente Mínima de 3515 kgf/cm² hasta 100 mm de Espesor).

ASTM 913/A913M *High Strength, Alloy Steel Shapes of Structural Quality Produced by Quenching and Self-Tempering Process (QST), Grades 50 or 65* (Perfiles de Acero Aleado de Calidad Estructural de Alta Resistencia Producidos por el Proceso de Templado y Autorevenido (QST), Grados 50 o 65).

ASTM A992/A992M *Steel for Structural Shapes for Use in Building Frames* (Acero para Perfiles Estructurales usados en Edificaciones).

El acero utilizado para planchas de base deberá cumplir con una de las especificaciones ASTM precedentes o con la ASTM A283 *Low and Intermediate Tensile Strength Carbon Steel Plates of Structural Quality, Grade D* (Planchas de Acero de Calidad Estructural de Baja e Intermedia Resistencia a la Tracción, Grado D).

5.2.2 Factor de modificación de la tensión de cedencia del acero

Cuando sea exigido por esta Norma, las solicitaciones en las conexiones o las de sus miembros conexos se calculará con la resistencia cedente esperada, F_{ye} , del miembro conectado, según la fórmula

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (5-$$

1)

donde

F_y = Resistencia cedente mínima especificada para el tipo de acero a ser utilizado.

R_y = Factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada.

Se podrán usar valores de R_y diferentes a los de la Tabla 5.2, cuando F_{ye} se determine mediante ensayos conformes con los requisitos correspondientes al grado de acero especificado.

TABLA 5.2
FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA TENSIÓN CEDENTE
MÍNIMA ESPECIFICADA

Productos y calidades de acero	R_y
Perfiles laminados y barras, ASTM A36	1.5
Perfiles laminados y barras, ASTM A572 Grado 42	1.3
Perfiles laminados y barras de otras calidades Planchas	1.1

5.2.3 Requisitos de tenacidad

Los perfiles laminados de los Grupos 3 con alas de espesor igual o mayor que 38 mm y los de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M *General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use* (Requisitos Generales para Planchas de Acero Laminados, Perfiles, Tablestacas y Barras para Uso Estructural), así como también las planchas de 50 mm o más de espesor de los miembros de sección compuesta que formen parte del sistema resistente a sismo deberán tener un valor promedio mínimo de energía absorbida $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = 21^\circ\text{C}$ determinada en los ensayos de probetas Charpy con entalla en V de acuerdo con los criterios y procedimientos establecidos en el Artículo 5.5.

5.2.4 Calidad de los materiales de concreto reforzado utilizados en la construcción mixta acero – concreto

Los aceros de refuerzo utilizados en las construcciones mixtas acero- concreto deberán cumplir con los requisitos de la Norma COVENIN 316 *Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructura* y los del Capítulo 18 de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1753.

Los concretos utilizados en la construcción mixta acero - concreto cumplirán los requisitos del Capítulo 18 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753. La resistencia mínima especificada a la compresión del concreto, F_c , será de 200 kgf/cm^2 . En los sistemas resistentes a sismos no se emplearán concretos con resistencias mayores de 560 kgf/cm^2 , cuando sean concretos de peso normal, ni de 280 kgf/cm^2 cuando sean concretos elaborados con agregados livianos, a menos que experimentalmente se demuestre que el concreto tiene la suficiente resistencia y tenacidad para el uso previsto.

5.3 ACEROS ESTRUCTURALES

Además de las calidades de acero autorizadas en la Sección 5.2.1, se autoriza el uso de los siguientes materiales que se ajustan a las especificaciones de las Normas ASTM o COVENIN correspondientes, refiriéndose siempre a su última edición vigente :

ASTM A53 *Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc, Coated Welded and Seamless Grade B* (Tuberías de Acero Soldado y sin Costuras, Galvanizadas o no, Grado B).

ASTM A242/A242M *High-Strength Low -Alloy Structural Steel* (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación).

ASTM A514/A514M *High-Yield Strength, Quenched and Tempered Alloy Steel Plates, Suitable for Welding* (Plancha de Acero Aleado Templado y Revenido, de Alta Resistencia, Adecuada para Soldadura).

ASTM A529/A529M *High- Strength Carbon-Manganese Steel of Structural Quality* (Acero Estructural al Carbono - Manganeso de Alta Resistencia).

ASTM A570/A570M *Steel, Sheet and Strip, Carbon, Hot-Rolled, Structural Quality, Grades 40, 45 or 50* (Planchas y Pletinas de Acero al Carbono Laminado en Caliente de Calidad Estructural, Grados 40,45 o 50).

ASTM A606 *Steel, Sheet and Strip, High-Strength Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, with Improved Atmospheric Corrosion Resistance* (Planchas y Pletinas Laminadas en Frío y en Caliente de Acero Alta Resistencia y Baja Aleación, con Resistencia Mejorada a la Corrosión Atmosférica).

ASTM A607 *Steel, Sheet and Strip, High-Strength, Low Alloy, Columbium or Vanadium, or Both, Hot Rolled and Cold-Rolled* (Planchas y Pletinas Laminadas en Frío y en Caliente de Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación al Cumbio y/o Vanadio).

ASTM A618 *Hot-Formed Welded and Seamless High-Strength Low-Alloy Structural Tubing* (Tuberías Estructurales de Alta Resistencia y Baja Aleación Formadas en Caliente, Soldadas y sin Costura).

ASTM A709/A709M *Structural Steel for Bridges* (Acero Estructural para Puentes).

ASTM A852/A852M *Quenched and Tempered Low-Alloy Structural Steel Plate with 70 ksi Minimum Yield Strength to 4-inch Thick* (Plancha de Acero Estructural de Baja Aleación Templado y Revenido con Tensión de Cedencia Mínima de 4920 kgf/cm² hasta 100 mm.de Espesor).

El acero utilizado en los soffitos metálicos será de una de las siguientes calidades estructurales:

ASTM A446 *Steel, Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) by the Hot-Dip Process, Structural (Physical) Quality, Grades A, B, C or F* (Acero, Láminas, Recubrimiento de Zinc en Caliente (Galvanizado) Calidad Estructural (Física), Grados A, B, C o F).

ASTM A611 *Steel, Sheet, Carbon, Cold-Rolled, Structural Quality, Grades C, D or E* (Acero, Láminas, Carbono, Formado en Frío, Calidad Estructural, Grados C, D o E).

Constituirá evidencia suficiente de conformidad con una de las anteriores especificaciones ASTM o COVENIN, ya sean los informes de ensayos certificados efectuados por la acería, o los informes certificados de ensayos efectuados por el fabricante o por un laboratorio de ensayo de materiales, realizados de acuerdo con la Normas ASTM A6/A6M *General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use* (Requisitos Generales para Planchas de Acero Laminados, Perfiles, Tablestacas y Barras para Uso Estructural), o con la A568/A568M *Steel, Carbon and High-Strength Low - Alloy, Hot-Rolled Sheet, Hot -Rolled Strip and Cold-Rolled Sheet, General Requirements* (Requisitos Generales para Planchas Laminadas en Caliente, Pletinas en Caliente y Planchas Laminadas en Frío, de Acero al Carbono y de Alta Resistencia y Baja Aleación), la que sea aplicable conjuntamente con la especificación correspondiente. Adicionalmente, si se le solicitara, el fabricante suministrará un certificado testimoniando que el acero estructural que surte satisface los requisitos del grado especificado.

5.4 ACEROS NO IDENTIFICADOS

Siempre que estén libres de imperfecciones superficiales o su aspecto sea aceptable, según los criterios de la Norma ASTM A6/A6M, se podrán usar aceros no identificados para partes de poca importancia o detalles menores, donde las propiedades físicas exactas del acero y su soldabilidad no afectarían la resistencia y el comportamiento de la estructura.

5.5 REQUISITOS DE TENACIDAD

Se exigirán los requisitos de tenacidad contemplados en este Artículo en los empalmes y juntas soldadas de penetración completa de los miembros solicitados a tracción o flexotracción, cuando sean perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M *General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use* (Requisitos Generales para Planchas de Acero Laminados, Perfiles, Tablestacas y Barras para Uso Estructural) o miembros compuestos fabricados con planchas de más de 50 mm de espesor o donde se requiera desarrollar una rotación inelástica especificada. En los documentos contractuales se especificará que el suministro del acero deberá estar respaldado con los resultados de los ensayos de probetas Charpy con entalla en V de acuerdo con el Requisito Suplementario S5 de la Norma ASTM A6/A6M. Los ensayos de impacto deberán cumplir con un valor promedio mínimo de energía de rotura $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura de ensayo $T_{cv} = 21^\circ\text{C}$. Los ensayos se realizarán conforme a la Norma ASTM A673 *Specification for sampling procedure for impact testing of structural steel*, con las siguientes excepciones:

- (1) El eje longitudinal central de las muestras debe localizarse, en la medida de lo posible, equidistante entre la superficie interior del ala y el centro del espesor de ésta en la intersección con el espesor del alma.
- (2) El productor deberá conducir las pruebas sobre el material seleccionado de un sitio representativo de la parte superior de cada lingote o en parte de un lingote utilizado para producir los perfiles representados por estas pruebas.

Los requisitos suplementarios de tenacidad anteriormente mencionados también se exigirán en las juntas soldadas de penetración completa que afecten todo el espesor de los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y el de las secciones compuestas fabricadas con espesores mayores de 50 mm cuando tales miembros están solicitados por tracción debida a flexión. Sin embargo, estos requisitos suplementarios de tenacidad pueden obviarse en los perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y en los perfiles de sección compuesta con espesores mayores de 50 mm, cuando se conecten por medio de soldadura de penetración completa a través del espesor de su material más delgado a la cara del material pesado. Tampoco se exigirán los requisitos de tenacidad contemplados en este Artículo en los empalmes y juntas empernadas de los miembros solicitados a tracción o flexotracción, de los perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M o miembros compuestos fabricados con planchas de más de 50 mm de espesor.

Adicionalmente, las juntas soldadas de los perfiles laminados pesados y la de los perfiles compuestos deberán cumplir con los requisitos de la Sección 21.7.3, el Artículo 21.10 y los de los Capítulos 23 y 33.

5.6 FUNDICIONES Y PIEZAS FORJADAS DE ACERO

Los aceros de fundición deberá cumplir con la última edición de una de las siguientes especificaciones ASTM o COVENIN correspondiente:

ASTM A27/A27M Mild- to-Medium-Strength Carbon Steel Castings for General Applications, Grade 65-35 (Fundición de Acero al Carbono de Baja a Media Resistencia para Aplicaciones Generales, Grado 65-35).

ASTM A148/A148M High-Strength Steel Castings for Structural Purposes Grades 80-50 (Fundiciones de Acero de Alta Resistencia para Usos Estructurales, Grados 80-50).

Las piezas forjadas de acero se ajustarán a la última edición vigente de la siguiente especificación ASTM:

ASTM A668/A668M Steel Forgings Carbon and Alloy for General Industrial Use (Forjas de Acero al Carbono y Aleación para Uso Industrial en General).

La presentación de informes de ensayos certificados constituirá una evidencia suficiente de conformidad con las especificaciones.

5.7 PERNOS, ARANDELAS Y TUERCAS

Los pernos, arandelas y tuercas de acero se ajustarán a una de las siguientes normas ASTM o COVENIN correspondiente:

ASTM A194/A194M Carbon and Alloy Steel Nuts for Bolts for High-Pressure and High-Temperature Service (Tuercas de Acero al Carbono o Aleado a ser Usadas en Pernos bajo Condiciones de Servicio de Alta Presión y Alta Temperatura).

ASTM A307 Carbon Steel Bolts and Studs, 60,000 psi Tensile Strength (Pernos y Espárragos de Acero al Carbono, con Resistencia a la Tracción de 4220 kgf/cm²).

ASTM A325/A325M Structural Bolts, Steel, Heat-Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength (Pernos de Acero Estructural, Tratados Térmicamente, con Resistencia Mínima a la Tracción de 8440/7380 kgf/cm²).

ASTM A449 Quenched and Tempered Steel Bolts and Studs (Pernos y Espárragos de Acero Templado y Revenido).

ASTM A490/A490M Heat Treated Steel Structural Bolts, 150 ksi Minimum Tensile Strength (Pernos de Acero Tratados Térmicamente con Resistencia Mínima a la Tracción de 10500 kgf/cm²).

ASTM A563/A563M Carbon and Alloy Steel Nuts (Tuercas de Acero al Carbono y Aleado).

ASTM F436 *Hardened Steel Washers* (Arandelas de Acero Endurecido).

Los pernos A449 se usarán solamente en las conexiones que requieran pernos de diámetros mayores a 38 mm (1.5 plg.); y no deberán usarse en conexiones del tipo de deslizamiento crítico.

La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones.

5.8 PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS ROSCADAS

Los pernos de anclaje y las barras roscadas se ajustarán a una de las siguientes especificaciones ASTM o COVENIN correspondiente:

ASTM A36/A36M *Structural Steel* (Acero Estructural).

ASTM A193/A193M *Alloy Steel and Stainless Steel Bolting Materials for High-Temperature Service* (Acero Aleado y Acero Inoxidable para Empernar Materiales bajo Condiciones de Servicio de Alta Temperatura).

ASTM A354 *Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts, Studs and Other Externally Threaded Fasteners* (Pernos, Espárragos y otros Conectores de Acero Aleado Templado y Revenido Roscado Externamente).

ASTM A572/A572M *High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality* (Aceros al Columbio Vanadio de Alta Resistencia y Baja Aleación de Calidad Estructural).

ASTM A588/A588M *High-Strength Low Alloy Structural Steel with 50,000 psi Minimum Yield Point to 4-in Thick* (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación con una Tensión Cedente Mínima de 3515 kgf/cm² hasta 100 mm de Espesor).

ASTM A687 *High-Strength Nonheaded Steel Bolts and Studs* (Pernos sin Cabeza y Espárragos de Acero de Alta Resistencia).

Las roscas de los pernos y barras deberán ajustarse a las Series Estándares Unificadas de la última edición de la Especificación ANSI B18.1. Las tolerancias serán de Clase 2A.

Los pernos de acero que se ajusten a las especificaciones enumeradas en el Artículo 5.7 podrán utilizarse como pernos de anclaje. El material A449 es aceptable para pernos de anclaje y barras roscadas, independientemente de su diámetro.

La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones.

5.9 METAL DE APORTE Y FUNDENTE PARA LAS SOLDADURAS

Los electrodos y fundentes para la soldadura deberán ajustarse a una de las siguientes Especificaciones de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society):

AWS A5.1 *Specification for Carbon Steel Electrodes for Shield Metal Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero al Carbono para Soldadura de Arco Metálico Protegido).

AWS A5.5 *Specification for Low-Alloy Steel Covered Arc Welding Electrodes* (Especificación para Electrodos de Acero de Baja Aleación Recubiertos para Soldadura de Arco).

AWS A5.17 *Specification for Carbon Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero al Carbono y Fundentes para Soldadura de Arco Sumergido).

AWS A5.18 *Specification for Carbon Steel Filler Metals for Gas Shielded Arc Welding* (Especificación para Metales de Aporte de Acero al Carbono para Soldadura de Arco con Protección de Gas).

AWS A5.20 *Specification for Carbon Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero al Carbono para Soldadura por Arco con Núcleo Fundente).

AWS A5.23 *Specification for Low-Alloy Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero de Baja Aleación y Fundentes para Soldadura por Arco Sumergido).

AWS A5.28 *Specification for Low -Alloy Steel Filler Metals for Gas Shielded Arc Welding* (Especificación para Metales de Aporte de Acero de Baja Aleación para Soldadura de Arco con Protección de Gas).

AWS A5.29 *Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero de Baja Aleación y Fundentes para Soldada por Arco con Núcleo Fundente).

Cuando el ingeniero estructural o esta Norma lo exijan, los metales de aporte a emplear en las juntas de penetración completa cumplirán con los requisitos de tenacidad de la Sección 5.5 y en los sistemas resistentes a sismos, los de la Sección 23.2. Los ensayos de tenacidad se harán conforme a la norma ASTM A673. La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones

5.10 CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO

Los conectores de corte tipo espárrago se ajustarán a los requisitos de la última edición vigente de la Norma AWS D1.1 *Structural Welding Code* (Código de Soldadura Estructural).

La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones.

CAPÍTULO 6 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

6.1 ALCANCE

En concordancia con las Normas COVENIN - MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* y 1756 *Edificaciones Sismorresistentes*, el propietario de la obra deberá conservar toda la documentación referente al proyecto, la construcción, la inspección y el mantenimiento de la edificación, para facilitar, cuando sea necesario, la más completa evaluación de la misma. Adicionalmente a los documentos que se citan en este Capítulo, la documentación constará de los estudios especiales y ordinarios, los informes de ensayos de materiales y los estudios de suelo y fundaciones, entre otros.

6.2 MEMORIA DESCRIPTIVA

La memoria descriptiva del proyecto estructural indicará por lo menos lo siguiente:

- (a) Clasificación de la estructura y sus miembros de acuerdo con el Artículo 1.7 y los Capítulos 3 y 4 de la presente Norma.
- (b) Características del terreno de fundación, del sistema de fundaciones y la forma en que se vincula a la estructura.
- (c) Características de los materiales que se emplearán.
- (d) Condiciones de vinculación de los miembros.
- (e) Ubicación de los miembros y función que cumplirán. Especialmente se indicarán y mostrarán los detalles de los miembros, juntas y conexiones que son esenciales para la integridad de toda la estructura. También los detalles de los pisos y techos considerados como diafragmas.
- (f) Magnitud, ubicación, tipo y combinaciones de cargas consideradas.
- (g) Análisis y diseño estructural. El procesamiento electrónico de los datos se regirá por las disposiciones de la Sección 3.14.3 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*.

Cuando se empleen métodos nuevos o poco conocidos, se suministrarán las hipótesis y algoritmos que lo sustentan.

- (h) Además de los resultados del análisis global de la estructura, deben realizarse y documentarse los análisis locales o evaluaciones independientes en las secciones críticas y en las regiones donde haya discontinuidades.

6.3 PLANOS DE PROYECTO

De conformidad con el Capítulo 3 de la Norma COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*, los planos y los dibujos de proyecto mostrarán el diseño completo, con las dimensiones, las secciones y la situación relativa de todos los miembros, juntas y conexiones de la estructura. Los niveles de piso, los centros de las columnas y las excentricidades de sus ejes estarán acotados. Los planos se dibujarán a una escala suficientemente grande como para transferir la información adecuada, no menor de 1/100.

Los planos mostrarán la clasificación de la estructura tal como se exige en el Capítulo 3. Cuando la preparación adecuada de los planos de taller así lo exija, los planos de proyecto se complementarán con datos tales como los relativos a las acciones y solicitaciones previstas que han de ser resistidas por todos los miembros, sus juntas y conexiones. El diseño de las conexiones debe ser consistente con la clasificación señalada en los planos.

Donde las juntas se efectúen con pernos de alta resistencia y se necesite transmitir fuerza cortante entre las partes conectadas, los planos indicarán si el tipo de conexión que ha de suministrarse es de aplastamiento o de deslizamiento crítico.

Cuando se requieran contraflechas en vigas y celosías éstas deberán precisarse en los planos. Igualmente deberán indicarse en los planos los requisitos para rigidizadores y arriostramientos.

6.4 PLANOS DE TALLER

Los planos de taller se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura y entregados al ingeniero estructural para su aprobación. Estos planos deberán suministrar toda la información necesaria para fabricar las partes que la componen, incluyendo la situación, tipo y dimensiones de todos los pernos y soldaduras. En los planos de taller deben diferenciarse entre pernos y soldaduras ejecutados en el taller y los ejecutados en la obra, e identificar con claridad las conexiones de deslizamiento crítico a realizar con pernos de alta resistencia.

Los planos de taller se elaborarán conforme a las prácticas de fabricación más modernas y con las debidas consideraciones a la rapidez y economía en la fabricación, el montaje y la construcción, de acuerdo con los requisitos del Capítulo 4 de la Norma COVENIN - MINDUR 1755.

6.5 PLANOS DE MONTAJE Y CONSTRUCCIÓN

Los planos de montaje y construcción debidamente aprobados por el ingeniero estructural mostrarán la secuencia de construcción y la localización de todos los elementos de la estructura, así como sus dimensiones y marcas para una adecuada identificación. Además, se indicarán las cotas de las bases de las columnas, todas las dimensiones necesarias y los detalles para colocar los pernos de anclaje, y cualquier otra información esencial para el montaje de la estructura.

En estos planos se señalarán todos aquellos miembros y componentes que son esenciales para la integridad de la estructura, parcial o totalmente montada y construida, así como durante la vida útil de la edificación.

Deberán ser sometidos a la aprobación del ingeniero estructural los detalles de los trabajos a ser ejecutados en obra, que modifiquen los miembros y conexiones fabricados en taller o en obra.

Se incorporarán a la documentación del proyecto los planos definitivos de la obra o planos de modificaciones si las hubiera.

6.6 ANOTACIONES PARA LAS SOLDADURAS

En los planos de proyecto y taller se deberán señalar las juntas o grupos de juntas en las cuales es especialmente importante que se controle cuidadosamente la técnica y la secuencia de soldadura a emplearse, a fin de minimizar la ejecución de soldaduras en condición de restricción y evitar distorsiones indebidas.

Las longitudes de soldadura especificadas en estos planos y dibujos se referirán a las longitudes efectivas netas, es, decir, excluyendo las imperfecciones de arranque y terminación.

6.7 SIMBOLOGÍA Y NOTACIÓN NORMALIZADAS

Los símbolos para las soldadura utilizados en los planos de proyecto y taller serán los especificados en las Normas AWS vigentes. Se podrán usar otros símbolos complementarios adecuados, siempre que en los planos o dibujos se suministre una explicación completa de éstos.

6.8 CONSERVACIÓN DE LOS DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

Conforme a la Sección 3.14.4 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002, el propietario de la obra deberá conservar toda la documentación del proyecto, incluido el Diario de Obra del proyecto original de la edificación y de las modificaciones autorizadas. En caso de cambio de propietario, deberán entregársele al nuevo propietario todos los documentos mencionados.

CAPÍTULO 7 ÁREAS TOTALES, NETAS Y EFECTIVAS

7.1 ÁREA TOTAL

El área de la sección transversal total, A , en un punto cualquiera de un miembro se determinará sumando las áreas obtenidas al multiplicar el espesor y el ancho de cada uno de los elementos componentes, debiéndose medir los anchos perpendicularmente al eje del miembro. En los perfiles angulares el ancho total es igual a la suma de los anchos de los dos lado menos el espesor.

7.2 ÁREA NETA

El área de la sección neta, A_n , se determinará sumando las áreas obtenidas al multiplicar el espesor y el ancho neto de cada uno de los elementos componentes, calculado el ancho neto como se indica a continuación:

Al calcular las áreas netas de los elementos en tracción y corte, los diámetros de los agujeros, d_a , se considerarán 2 milímetros (1/16 plg.) mayores que la dimensión nominal del agujero, d_h , o 3 mm (1/8") mayores que el diámetro nominal del perno, d .

$$d_a = d_h + 2 \text{ mm} = d + 3 \text{ mm} \quad (7-1)$$

En el caso de una sucesión de agujeros que se extienda a través de una parte del miembro según una línea cualquiera diagonal o en zigzag, el ancho neto de esa parte se obtendrá al restar del ancho total la suma de los diámetros de todas los agujeros circulares o alargados (definidos en el Artículo 22.3) en la sucesión considerada y añadiendo para cada espacio entre los agujeros de la sucesión la cantidad. En esta expresión la separación longitudinal medida centro a centro entre dos agujeros consecutivos cualesquiera y medida paralelamente al eje del miembro, se le denomina paso, s . La separación transversal centro a centro entre los mismos dos agujeros, medida perpendicularmente al eje del miembro; se le denomina gramil, g .

En los perfiles L, la separación transversal o gramil, g , entre agujeros que estén situados en lados opuestos será la suma de las separaciones transversales medidas desde el borde exterior del ángulo menos el espesor.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de canal, el metal de aporte de la soldadura no se considera como contribuyente al área neta.

7.3 ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOLICITADOS EN TRACCIÓN

El área neta efectiva, A_e , en miembros traccionados se calculará como se indica a continuación:

7.3.1 Cuando la sollicitación de tracción se transmite directamente a todos y cada uno de los elementos de la sección transversal por medio de pernos o soldadura, el área neta efectiva será igual al área neta, es decir, $A_e = A_n$.

7.3.2 Cuando la sollicitación de tracción se transmite por medio de pernos a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección transversal del miembro, el área neta efectiva se obtendrá al multiplicar el área A , definida a continuación para cada tipo de conexión, por el factor de reducción del área, ϕ_A , calculado según la fórmula (7-2) o tomando los valores dados para las conexiones soldadas en la Subsección 7.3.2.2:

$$A_e = \phi_A A \quad (7-2)$$

$$\phi_A = 1 - (\bar{x} / L) \leq 0.9 \quad (7-3)$$

En la fórmula (7-3):

L = Longitud de la conexión medida en la dirección de la carga.

\bar{x} = Excentricidad de la conexión.

Cuando se justifiquen por ensayos u otros criterios racionales se permitirán valores mayores del factor de reducción del área, ϕ_A .

7.3.3 Cuando la fuerza de tracción se transmite solamente por medios de pernos, el área será igual al área neta del miembro, es decir, $A = A_n$.

7.3.4 Cuando la fuerza de tracción se transmite solamente por soldaduras transversales, el valor del factor de reducción del área, ϕ_A , se tomará igual a la unidad y el área A será el área de los elementos directamente conectados.

7.3.5 Cuando la sollicitación de tracción se transmite directamente a los miembros solamente por soldaduras longitudinales o por medio de una combinación de soldaduras longitudinales y transversales, el área A será igual al área total del miembro.

7.3.6 Cuando la fuerza de tracción se transmite a una plancha por medio de soldaduras longitudinales a lo largo de ambos bordes del extremo de la misma, el área A se tomará igual al área de la plancha, A_p . La longitud de la soldadura, L , no será menor al ancho de la plancha o separación entre soldaduras, w , es decir, $L \geq w$:

Para	$L \geq 2w$	$\phi_A = 1.00$
Para	$2w > L \geq 1.5w$	$\phi_A = 0.87$
Para	$1.5w > L \geq w$..	$\phi_A = 0.75$

Las planchas de empalme, las cartelas y otros elementos de conexión solicitados a tracción se diseñarán en concordancia con la Sección 21.15.1, donde se define su área efectiva.

7.4 ÁREA TOTAL Y ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN

Excepto las vigas de sección reducidas, tal como se definen en el Apéndice G, o que experimentalmente se demuestre la idoneidad de su comportamiento sismorresistente, no se permitirán cambios abruptos del área de las alas de las vigas donde se espere la formación de rótulas plásticas.

7.4.1 Vigas homogéneas

En general, las vigas laminadas, las vigas soldadas, las vigas armadas, las vigas de alma esbelta y las las vigas con planchas de cubierta, se dimensionarán con la resistencia a flexión de la sección total. No se hará ninguna reducción por concepto de agujeros para pernos en una u otra ala cuando se satisfagan las condiciones de la fórmula (7-4), en caso contrario, las propiedades flexionales de la viga se basarán en el área efectiva del ala en tracción calculada con la fórmula (7-5) y la máxima resistencia a flexión se calculará con el módulo de sección elástico.

$$0.75 F_u A_{fn} \geq 0.9 F_y A_f \quad (7-4)$$

$$A_{fe} = 0.833 (F_u / F_y) A_{fn} \quad (7-5)$$

En estas fórmulas:

A_f = Área total del ala, según el Artículo 7.1.

A_{fe} = Área efectiva del ala.

A_{fn} = Área neta del ala traccionada calculada de acuerdo con el Artículo 7.2.

Como se limita en el Artículo 16.7, el área de la sección transversal de las planchas de cubierta conectadas por medio de pernos no será mayor que el setenta por ciento (70 %) del área total del ala.

7.4.2 Vigas híbridas

Cuando en las vigas armadas la calidad del acero de las alas sea mayor que el del alma, ésta se designará como viga híbrida. Para que una viga pueda considerarse como híbrida, las alas en cualquier sección transversal deberán tener la misma área y ser de la misma calidad de acero.

Las vigas híbridas pueden dimensionarse con el momento de inercia de su sección total, de acuerdo con las disposiciones aplicables del Artículo 17.1, siempre y cuando no requieran resistir una fuerza normal mayor que la resistencia minorada $\phi_b 0.15 A F_{yf}$, donde A es el área de la sección total y F_{yf} es la tensión cedente del acero de las alas. Excepto las limitaciones impuestas en el Apéndice D para el efecto de fatiga, no se impone ninguna otra limitación a las tensiones en el alma producidas por el momento flector aplicado para el cual se diseña la viga híbrida.

CAPÍTULO 8 ESTADOS LÍMITES

8.1 CRITERIOS DE DISEÑO

El objetivo del diseño por el Método de los Estados Límites es mantener una baja probabilidad de alcanzar un estado límite preestablecido para una dada tipología estructural. Para lograr este objetivo la demanda de rigidez, resistencia, estabilidad y de absorción y disipación de energía sobre la estructura, sus miembros y juntas no debe exceder la capacidad de rigidez, resistencia, estabilidad y de absorción y disipación de energía de los mismos. En esta Norma se alcanza este objetivo multiplicando las solicitaciones por sus factores de mayoración para cuantificar la demanda y multiplicando las resistencias teóricas por sus factores de minoración para calcular la capacidad. La confiabilidad final de la edificación estará dada entonces por el cabal cumplimiento de esta Norma incluyendo un correcto detallado, fabricación, montaje, inspección y mantenimiento.

Conforme con el Capítulo 3 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*, en el proyecto, montaje, construcción y mantenimiento de las estructuras se considerarán todos los estados límites que puedan presentarse durante su montaje o construcción y posterior vida útil. Como mínimo se considerarán:

- (a) El estado límite de agotamiento resistente, relacionado con la seguridad y la capacidad, y que comprende las verificaciones por resistencia, estabilidad, volcamiento, colapso y cualquier otra falla estructural que comprometa la seguridad y la vida.
- (b) El estado límite de servicio, relacionado con la durabilidad y funcionamiento bajo condiciones normales de servicio que puedan afectar el confort de los usuarios, como flechas o deformaciones y contraflechas, vibraciones, fatiga, efectos de temperatura, deslizamiento en las juntas y conexiones, y corrosión.

En el contexto general de esta Norma los términos *resistencia* y *solicitaciones* se aplicarán indistintamente a cualquier estado límite.

8.2 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

La disposición del sistema estructural y las conexiones de sus miembros suministrará una integridad estructural general que permita experimentar eventual daño local sin que la estructura en general pierda su estabilidad ni extienda el daño local a otros miembros o elementos. En general, los requisitos y disposiciones de esta Norma están orientadas a lograr un nivel satisfactorio de integridad estructural, garantizando que los componentes de la estructura tengan suficiente ductilidad para que puedan transferir cargas desde una zona dañada a las regiones adyacentes sin colapso. La consideración de acciones extraordinarias, tales como el impacto de vehículos o explosiones, se hará según los criterios del Artículo 6.3 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002.

8.3 DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

En el estado límite de agotamiento resistente se verificará que la resistencia minorada (Capacidad) de cada miembro, junta, conexión o componente estructural sea igual o mayor que la solicitaciones mayoradas (Demanda) establecidas en el Capítulo 10.

8.4 DISEÑO PARA EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Toda la estructura y sus miembros individuales, sus juntas y conexiones deben ser comprobados en el estado límite de servicio, conforme a lo establecido en el Artículo 10.4.

La condición de servicio es un estado en el cual la función de una edificación, su aspecto, conservación, durabilidad y la comodidad de sus ocupantes se mantiene bajo uso normal. Los valores límites del comportamiento estructural para asegurar la condición de servicio, tales como flechas máximas, nivel de vibración aceptable, etc., se seleccionarán de acuerdo con la función para la cual se diseña la estructura.

8.4.1 Flechas

Las vigas que soportan pisos y techos se dimensionarán con las debidas consideraciones a las flechas o deformadas producidas por las cargas de utilización previstas durante el montaje, la construcción y posterior usufructo de la edificación para no exceder los valores prefijados en las especificaciones. Véase en el Comentario los valores recomendados como posibles estimadores de las flechas admisibles. Los miembros mixtos acero - concreto cumplirán con los requisitos de los Artículo 28.5, 28.10 y 29.5.

8.4.2 Contraflecha

8.4.2.1 Funcionamiento de instalaciones

Cuando sea necesario suministrar una contraflecha especial a fin de lograr deformaciones compatibles y satisfacer las tolerancias exigidas por el funcionamiento de instalaciones adosadas a los miembros cargados, tales como marcos de ventanas corredizas, las contraflechas requeridas se indicarán explícitamente en los planos de proyecto y en los dibujos de detalles.

8.4.2.2 Vigas y celosías

En general, en las celosías con luces superiores a los 24 metros se recomienda dar una contraflecha aproximadamente igual a la flecha producida por las cargas permanentes. En las vigas porta-grúas que tenga luces mayores de 22 metros se recomienda dar una contraflecha aproximadamente igual a la flecha producida por las cargas permanentes más la mitad de las cargas variables.

Donde no se hayan especificado contraflechas, las vigas y celosías se fabricarán de modo que una vez montadas cualquier pequeña curvatura debida al proceso de laminación o fabricación, o al ensamblaje en el taller, sea opuesta a la producida en condiciones de servicio. Cuando la obtención de contraflechas implique forzar algún miembro durante el montaje, esto será señalado en los planos de montaje.

8.4.3 Efectos dinámicos

En el diseño se tomará en cuenta los efectos que las cargas variables que inducen impacto o vibración, o ambos, puedan producir en el confort de sus ocupantes o daños a los objetos contenidos en la edificación.

Especial consideración se dará al diseño de las vigas que soportan pisos con grandes espacios abiertos sin tabiques u otras fuentes de amortiguamiento, donde las vibraciones momentáneas originadas por el tránsito peatonal podrían no ser aceptables.

Deberá investigarse la vibración inducida por la acción dinámica del viento o del sismo en las estructuras inusualmente flexibles o que excedan los valores límites de esbeltez establecidos en las Normas venezolanas COVENIN - MINDUR 2003 *Acciones del Viento sobre las Construcciones y 1756-98 Edificaciones Sismorresistentes*.

8.4.3.1 Diseño por fatiga

Los miembros, sus juntas y conexiones sometidos a variaciones repetidas de tensiones (fatiga), se proyectarán, fabricarán y montarán de manera que satisfagan los requisitos especificados en el Apéndice D.

8.4.4 Aguas estancadas

Los techos y las placas o losas apoyadas sobre estructuras de acero, tendrán las pendientes suficientes hacia los puntos de drenaje libre, o poseerán desagües individuales adecuados para evitar la acumulación de aguas de lluvia, tal como se especifica en la Norma COVENIN - MINDUR 3400-98 *Impermeabilización de Edificaciones*. Cuando excepcionalmente éstas superficies no cumplan con las disposiciones del párrafo precedente, se analizará la estabilidad de la estructura bajo la acción de aguas estancadas.

En el diseño de los drenajes y otros detalles de la impermeabilización se tomarán en cuenta los posibles efectos de la humedad sobre la protección contra la corrosión de la estructura.

8.4.5 Deriva

La deriva de las estructuras debida a las acciones del viento o del sismo no deberá perjudicar la estabilidad de la estructura, causar colisiones con estructuras adyacentes ni exceder los valores límites especificados en la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

8.4.6 Cambios de temperatura

Se tomarán las debidas precauciones para que las expansiones y contracciones sean compatibles con las condiciones de servicio de la estructura. En el Comentario se suministran algunas sugerencias al respecto.

Para el cálculo de las sollicitaciones debidas a los cambios de temperatura, el coeficiente de dilatación térmica lineal del acero tomará el valor dado en la Tabla 5.1.

8.4.7 Protección contra incendios

Las estructuras y sus miembros de acero deberán cumplir con las Normas COVENIN vigentes relativas a la protección contra incendios. Véase el Comentario.

8.4.8 *Protección contra la corrosión*

Las estructuras y sus miembros de acero deberán protegerse contra la corrosión que pueda menoscabar la resistencia o la condición de servicio de la estructura.

El diseño y los detalles apropiados, tanto estructurales como de la impermeabilización, pueden minimizar los efectos de la corrosión localizada como la que ocurre por agua atrapada, condensación excesiva u otros factores. Generalmente no requieren protección contra la corrosión las superficies interiores de espacios cerrados sellados permanentemente y lejos de cualquier fuente externa de oxígeno.

8.4.9 Deslizamiento en las juntas y conexiones de deslizamiento crítico

El diseño para el estado límite de servicio de las juntas y conexiones de deslizamiento crítico cumplirá con los requisitos del Artículo 22.9.

CAPÍTULO 9 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS Y EFECTO P- Δ

9.1 CRITERIO GENERAL

Las estructuras de acero o mixtas acero – concreto deberán proyectarse de tal forma que se garantice tanto su estabilidad general como la de cada uno de sus miembros y la transmisión completa de las solicitaciones al sistema de fundación.

En el diseño se considerarán los efectos significativos de las cargas sobre la deformada de la estructura o la de sus miembros y elementos individuales según se establece en el Artículo 9.4.

9.2 VIGAS Y CELOSÍAS ISOSTÁTICAS

En los puntos de apoyos de las vigas y celosías se proporcionará un sistema de fijación para restringir la rotación con respecto a su eje longitudinal (torsión). Los arriostramientos y conexiones de las vigas que resisten momentos torsionales serán adecuados para transferir las reacciones a los apoyos. Especial consideración se dará a la conexión de secciones asimétricas tales como canales, ángulos y zetas.

Los arriostramientos que suministran el soporte lateral a las alas comprimidas de las vigas o al cordón comprimido de las celosías, así como sus conexiones, se diseñarán para resistir en el punto donde lo soporte, una fuerza no menor al uno por ciento (1%) de la fuerza en el ala comprimida o en el cordón, excepto como se requiere en los Articulo 11.4.8.1 y 13.3.2. Adicionalmente se verificarán los requisitos de rigidez del arriostramiento Especial atención se dará a la probable acumulación de fuerzas en el caso de arriostramientos que deban transferir sus fuerzas a otros arriostramientos.

Donde el soporte lateral sea suministrado por una losa de concreto o un sofito metálico, se verificará además de su capacidad para resistir fuerzas en su plano, la idoneidad del medio de transferencia A menos que se haga un análisis más riguroso, puede suponerse esta fuerza uniformemente distribuida a lo largo del ala o cordón en compresión y de una magnitud no menor al cinco por ciento (5 %) de la máxima fuerza en el ala o en el cordón.

9.3 DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ARRIOSTRAMIENTOS EN SU PLANO

Cuando el Nivel de Diseño lo autorice, los diafragmas formados por arriostramientos en su plano podrán analizarse y diseñarse como celosías con barras diagonales traccionadas, despreciando las diagonales comprimidas, excepto en el caso de techos livianos no visitables, en los cuales los arriostramientos diagonales deben unirse al piso. Cuando se omitan los requisitos de compresión para las diagonales, se tomará en cuenta en la verificación de la deformabilidad del diafragma..

9.4 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS

9.4.1 Pórticos arriostrados

En celosías y pórticos donde la estabilidad lateral se suministra por medio de una adecuada vinculación a un arriostramiento diagonal, muros estructurales u otros medios equivalentes, el factor de longitud efectiva k para los miembros comprimidos se tomará como la unidad, a menos que un análisis estructural demuestre que se puede utilizar un valor menor.

El sistema de arriostramiento vertical para pórticos arriostrados de múltiples entrepisos será determinado por un análisis estructural que demuestre que es adecuados para prevenir el pandeo de la estructura y mantener su estabilidad lateral, incluyendo los efectos de volcamiento producidos por la acción del viento o del sismo, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10.

Los muros estructurales externos e internos paralelos al plano del arriostramiento, las losas de piso y las cubiertas de techo adecuadamente asegurados a los pórticos estructurales podrán considerarse que funcionan acopladamente con el sistema de arriostramiento vertical para pórticos de múltiples entrepisos. Las columnas, las vigas y las diagonales, que forman parte del sistema de arriostramiento vertical, pueden modelarse a los efectos del análisis de pandeo de los pórticos y de inestabilidad lateral como una celosía simplemente conectada en voladizo vertical. En el análisis de estabilidad lateral deberá incluirse la deformación axial de todos los miembros del sistema de arriostramiento vertical. En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza normal en los miembros debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá $0.85 \phi_c A F_y$.

Las vigas incluidas en el sistema de arriostramiento vertical de los pórticos de múltiples entrepisos deberán diseñarse para la carga normal y el momento causados por las cargas horizontales y verticales mayoradas.

9.4.2 Pórticos no arriostrados

Donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a la flexión de las vigas y las columnas rígidamente conectadas, el factor de longitud efectiva k de los miembros comprimidos se determinará por medio de un análisis estructural. Los efectos desestabilizantes de las cargas verticales sobre las columnas simplemente conectadas a los pórticos y que no suministran resistencia a las cargas laterales deberán ser incluidas en el diseño de las columnas del pórtico. Se permitirán reducciones de las rigideces debido a inelásticidad en las columnas.

El análisis de las solicitaciones mayoradas en los pórticos de varios entrepisos deberá incluir los efectos de inestabilidad de los pórticos y la deformación axial de las columnas bajo las cargas mayoradas dadas en el Artículo 10.3.

En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza normal en las columnas debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá $0.75 \phi_c A F_y$.

9.4.3 Arriostramientos

Los pórticos cuya estabilidad lateral dependa de arriostramientos diagonales, muros estructurales o medios equivalentes, deberán satisfacer los requisitos mínimos de resistencia y rigidez contemplada en esta Sección, tomando en cuenta las fuerzas laterales y derivas producidas por las solicitaciones laterales debidas a sismo, viento o cualquier otra fuente. Las demandas de resistencia y rigidez aquí definidas podrán ser sustituida por una análisis de segundo orden que incluya el desplomado inicial de la estructura.

Resistencia a los cortes mayorados del piso o panel de arriostramiento:

$$N_{br} = 0.004 \Sigma N_u \quad (9.1)$$

Rigidez al corte del piso o panel de arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{2 \Sigma N_u}{\phi L} \quad (9.2)$$

donde

ΣN_u = Sumatoria de las fuerzas normales en el piso o panel de arriostramiento soportado por los arriostramientos.

L = Altura de entrepiso o espacio del panel.

ϕ = 0.75

Los requisitos mínimos de los arriostramientos de columnas y vigas, se dan en los Capítulos 15 y 16, respectivamente.

9.5 EFECTOS P-Δ O EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

En el diseño de las estructuras aporricadas se considerarán los efectos P-Δ o de segundo orden. En las estructuras diseñadas mediante un análisis plástico, los momentos mayorados, M_u , se determinará por medio de un análisis plástico de segundo orden que satisfaga los requisitos del Artículo 9.4. En las estructuras diseñadas mediante un análisis elástico, el momento mayorado M_u en las columnas, viga-columnas, conexiones y miembros conectados se determinará mediante un análisis elástico de segundo orden o utilizando el procedimiento aproximado que se describe a continuación.

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (9-3)$$

con

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (N_u / N_{e1})} \geq 1 \quad (9-4)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum N_u \left(\frac{\Delta_{oh}}{\sum HL} \right)} \quad (9-5)$$

o

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{e2}} \right)} \quad (9-6)$$

donde

$$N_{e1} = A F_y / \lambda_c^2 = \frac{\pi^2 EA}{(kL/r)^2} \quad (9-7)$$

$$N_{e2} = A F_y / \lambda_c^2 = \frac{\pi^2 EA}{(kL/r)^2} \quad (9-8)$$

En las fórmulas (9-5) y (9-6):

$$\lambda_c = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (15-4)$$

En las fórmulas anteriores:

C_m = Coeficiente basado en un análisis elástico de primer orden suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico, y cuyo valor se tomará como se indica a continuación:

- (a) Para miembros comprimidos que no están solicitados por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión.

$$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1 / M_2) \quad (9-9)$$

donde 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 M_1 / M_2 es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro y negativa cuando produce curvatura sencilla.

- (b) Para miembros comprimidos solicitados por cargas transversales o momentos entre sus apoyos, el valor de C_m puede determinarse mediante análisis. En lugar de este análisis, pueden utilizarse los siguientes valores:

Para miembros solicitados por una carga distribuida o una serie de cargas puntuales entre sus apoyos, $C_m = 1.0$.

Para miembros solicitados por cargas concentradas o momentos entre sus apoyos, $C_m = 0.85$.

L = Altura de entrepiso.

M_{nt} = Momento mayorado en el miembro, suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico.

M_{lt} = Momento mayorado en el miembro debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico.

N_{e1} = Carga normal de pandeo elástico calculada según la fórmula de Euler (9-5) con el factor de longitud efectiva en el plano de flexión, k , considerando el pórtico arriostrado, de acuerdo con la Sección 9.4.1.

N_{e2} = Carga normal de pandeo elástico calculada según la fórmula de Euler (9-6) con el factor de longitud efectiva en el plano de flexión, k , considerando el pórtico no arriostrado, de acuerdo con la Sección 9.4.2.

N_u = Solicitación mayorada de compresión normal.

Δ_{oh} = Desplazamiento lateral del entrepiso bajo consideración. Cuando estos desplazamientos son debidos a la acción sísmica, se calcularán conforme al Capítulo 10 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

ΣH = Suma de todas las fuerzas horizontales en el entrepiso que producen el desplazamiento lateral Δ_{oh} .

ΣN_u = Suma de todas las solicitaciones mayoradas de compresión normal en las columnas de un entrepiso.

λ_c = Parámetro de esbeltez de miembros comprimidos, definido en el Capítulo 15.

CAPÍTULO 10 ACCIONES E HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES

10.1 ALCANCE

Las estructuras de acero y las estructuras mixtas de acero - concreto estructural, sus miembros, juntas y conexiones, y el sistema de fundación deben diseñarse para que tengan la resistencia, la rigidez, la estabilidad y la tenacidad exigidas para los Estados Límites establecidos en el Capítulo 8 para las acciones, las hipótesis y combinaciones de solicitaciones definidas en el presente Capítulo. Las hipótesis y requisitos del proyecto y la construcción sismorresistentes de esta Norma se fundamentan en las solicitaciones que resultan de los movimientos sísmicos especificados en la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

10.2 ACCIONES

Se considerarán las siguientes acciones:

- CP Acciones permanentes debidas al peso propio de la estructura de acero o de acero - concreto y de todos los materiales que estén permanentemente unidos o soportados por ella, así como de otras cargas o deformaciones de carácter invariable en el tiempo. Están definidas en el Capítulo 4 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002 Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.
- CV Acciones variables debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo las cargas debidas a objetos móviles y el equipamiento que puede cambiar de sitio. Están definidas en el Capítulo 5 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002.
- CV_t Acciones variables en techos y cubiertas, definidas la Sección 5.2.4 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002.
- W Acciones accidentales debidas al viento, según la Norma COVENIN - MINDUR 2003 *Acciones del Viento sobre las Construcciones*.
- S Acciones accidentales debidas al sismo, según la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

Cuando sean importantes, también se considerarán las siguientes acciones:

- CE Acciones debidas a empujes de tierra, materiales granulares y agua presente en el suelo según se definen en el Capítulo 7 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002.
- CF Acciones debidas a fluidos de los cuales se conoce su peso unitario, presión y máxima variación en altura, según se define en el Capítulo 7 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002.
- CT Acciones reológicas o térmicas, asentamientos diferenciales o combinaciones de estas acciones, según se definen en el Capítulo 6 de la Norma COVENIN- MINDUR 2002.

10.3 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Las solicitaciones mayoradas sobre la estructura, sus miembros, juntas y conexiones, así como su sistema de fundación, se determinarán de la hipótesis de solicitaciones que produzca el efecto más desfavorable. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o más solicitaciones no están actuando, por lo que todas las combinaciones indicadas a continuación deben ser investigadas, igualmente se investigarán las cargas de magnitud inferior a las máximas especificadas pero que actúan con un gran número de ciclos. Cuando la solicitación pueda cambiar de dirección, se tendrá en cuenta en todas las combinaciones posibles, cambiando adecuadamente sus signos:

$$1.4 CP \quad (10-1)$$

$$1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CV_t \quad (10-2)$$

$$1.2 CP + 1.6 CV_t + (0.5 CV \text{ o } 0.8 W) \quad (10-3)$$

$$1.2 CP + 1.3 W + 0.5 CV + 0.5 CV_t \quad (10-4)$$

$$0.9 CP \pm 1.3 W \quad (10-5)$$

$$1.2 CP + \gamma CV \pm S \quad (10-6)$$

$$0.9 CP \pm S \quad (10-7)$$

El factor de mayoración de la Carga Variable CV en las combinaciones (10-3), (10-4), (10-6) y (10-9) será igual a 1.0 en los garages, las áreas destinadas a concentraciones públicas, y en todas aquellas áreas donde la carga variable sea mayor que 500 kgf/m^2 o en todos los casos en que el porcentaje de las acciones variables sea mayor del 25 %, como se establece en el Capítulo 7 de la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. En las combinaciones (10-6) y (10-9), el factor γ corresponde al porcentaje de la acción variable de servicio con el cual se ha calculado el peso total de la edificación de acuerdo con el Artículo 7.1 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98.

Conforme al Artículo 8.6 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 se deberán incluir los efectos ortogonales de la acción sísmica, excepto en el caso contemplado en la Sección 10.3.1.

En los voladizos horizontales en los que S no incorpore los efectos de la componente sísmica vertical, se utilizarán las combinaciones establecidas en la Subsección 7.3.2.1 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98.

Cuando los efectos estructurales de otras acciones sean importantes, sus solicitaciones se incorporarán mediante la siguiente combinación:

$$1.2 (CP + CF + CT) + 1.6 (CV + CE) + 0.5 CV_t \quad (10-8)$$

En el Artículo 29.5 se suministran las hipótesis y combinaciones de solicitaciones usadas en el proyecto de las losas mixtas acero - concreto.

De común acuerdo con el suplidor de las grúas y otros equipos móviles, el ingeniero estructural establecerá las hipótesis y las combinaciones de solicitaciones bajo las cuales se diseñarán las vigas y otros miembros soportes de tales equipos, para que sean capaces de resistir cualquier fuerza lateral que estos produzcan.

10.3.1 Requisitos sismorresistentes adicionales

Cuando sea exigido por esta Norma, las solicitaciones mayoradas se calcularán con las combinaciones (10-9) y (10-10). Los miembros sometidos a estas solicitaciones y en los cuales se espere incursiones inelásticas cumplirán con lo dispuesto en la Sección 5.2.1. Cuando se utilicen las combinaciones de solicitaciones que incluyan $\Omega_o S_H$, no será necesario incluir los efectos ortogonales de las componentes sísmicas.

$$1.2 CP + \gamma CV \pm \Omega_o S_H \quad (10-9)$$

$$0.9 CP \pm \Omega_o S_H \quad (10-10)$$

en donde

S_H = Componente horizontal de la acción sísmica.

Ω_o = Factor de sobrerresistencia del sistema estructural resistente a sismos, dado en la Tabla 10.1.

El factor de sobrerresistencia del sistema estructural resistente a sismos, Ω_o , tanto para las estructuras de acero como para las estructuras mixtas acero – concreto que cumplan con los requisitos sismorresistentes de la presente Norma, serán los siguientes:

Todos los sistemas aporticados, $\Omega_o = 3$

Pórticos con diagonales excéntricas y sistemas con muros estructurales, $\Omega_o = 2.5$

Todos los otros sistemas que cumplen con los requisitos de las Parte 2 y 5, $\Omega_o = 2$

10.4 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para la verificación del estado límite de servicio se formularán las hipótesis de solicitaciones adecuadas para seleccionar el efecto más desfavorable bajo las condiciones previstas de utilización.

En el diseño o en la verificación del estado límite de servicio se considerarán independientemente las solicitaciones más desfavorables de las acciones debidas al viento o al sismo.

10.5 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA SER UTILIZADAS CON EL MÉTODO DE LAS TENSIONES ADMISIBLES

Véanse las *Disposiciones Transitorias*.

PARTE 2 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO

CAPÍTULO 11 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DE ACERO

11.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene los requisitos mínimos de diseño sismorresistente para cada Nivel de Diseño de los pórticos de acero solos o en combinación con pórticos arriostrados que forman parte del sistema resistente a sismos.

11.2 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND1

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND1 sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos con Nivel de Diseño ND1 cumplirán con todos los requisitos de este Artículo.

11.2.1 Conexiones viga – columna

Las conexiones viga – columna se harán con pernos de alta resistencia o soldadura. Las conexiones podrán ser conexiones Tipo TR, conexiones rígidas, o Tipo PR, conexiones semirrígidas, que cumplen respectivamente con los requisitos de las Secciones 11.2.2 y 11.2.3.

11.2.2 Conexiones rígidas

Las conexiones viga – columna que forma parte del sistema resistente a sismos se diseñarán para un momento flector M_u igual o mayor que $1.1 R_y M_p$ el momento de la viga o el máximo momento que puede ser transmitido por el sistema, cualquiera que sea el menor.

En las conexiones con juntas de alas soldadas, se eliminarán las pletinas de respaldo y de extensión, y la soldadura se reparará incluyendo el uso de un filete de soldadura como refuerzo, excepto que en el ala superior se permitirá dejar la pletina de respaldo si está fijada en su borde inferior al ala de la columna por medio de un filete continuo de soldadura. No se utilizará soldadura de ranura de penetración parcial o soldaduras de filete para resistir las fuerzas de tracción en las conexiones.

Alternativamente, el diseño de todas las juntas viga – columna y las conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados de ensayos bajo cargas cíclicas, realizados y calificados según el Apéndice F, y que hayan demostrado que tienen al menos una capacidad de rotación inelástica de 0.01 radianes. Los resultados experimentales consistirán de al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas basados en el procedimiento descrito en la Subsección 11.4.4.1.

11.2.3 Conexiones semirrígidas

Se autorizará el uso de las conexiones semirrígidas descritas en el Artículo 3.4, cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia minorada de la conexión satisface los requisitos del Artículo 11.2.
2. La resistencia teórica a flexión de la conexión es igual o mayor que la mitad del momento plástico de las vigas o columnas conectadas, cualquiera que sea el menor.
3. La conexión ha demostrado en ensayos bajo cargas cíclicas que tiene una adecuada capacidad de rotación para la deriva del entrepiso calculada conforme a los requisitos de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.
4. En el diseño se ha considerado la rigidez y la resistencia de las conexiones semirrígidas, incluyendo los efectos sobre la estabilidad del conjunto de la edificación.

11.2.4 Solicitaciones por fuerza cortante en las conexiones

En las conexiones totalmente restringidas viga – columna, Tipo TR, la fuerza cortante mayorada, V_u , se determinará para la combinación de solicitaciones 1.2 CP+ γ CV más el corte que resulta del momento mayorado M_u definido en la Sección 11.2.2.

En las conexiones parcialmente restringidas, Tipo PR, la fuerza cortante mayorada, V_u , se obtendrá usando la combinación de solicitaciones 1.2 CP+ γ CV más el corte que resulta del máximo momento en el extremo de la viga que la conexión semirrígida sea capaz de resistir.

El factor γ que afecta a las acciones variables CV corresponde al porcentaje de las mismas utilizado en la determinación del peso total de la edificación, según el Artículo 7.1 de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98.

11.2.5 Planchas de continuidad

En las conexiones totalmente restringidas, Tipo TR, ejecutadas por medio de soldadura directa de las alas de las vigas o de las planchas de conexión a las alas de las columnas, se colocarán planchas de continuidad para transmitir las fuerzas de las alas de las vigas al alma o almas de la columna. El espesor de las planchas de continuidad será como mínimo el espesor del ala de la viga o de la plancha de conexión del ala de la viga. Las juntas de las planchas de continuidad a las alas de la columna se harán con soldadura de ranura de penetración completa, o con soldaduras de ranura de penetración parcial por ambas caras de la plancha combinada con refuerzos de soldadura de filete, o con soldadura de filete en ambas caras de las planchas. La resistencia minorada de las soldaduras será al menos igual a la resistencia minorada del área de contacto de la plancha con el ala de la columna. La conexión de la plancha de continuidad al alma de la columna tendrá una resistencia minorada al corte igual al menor valor entre los siguientes:

1. La suma de las resistencias minoradas en las conexiones de la plancha a las alas de la columna.
2. La resistencia minorada al corte del área de contacto de la plancha con el alma de la columna.
3. La resistencia minorada de la soldadura requerida para desarrollar la resistencia minorada al corte de la zona del panel de la columna.
4. La fuerza transmitida por las planchas de continuidad.

Las planchas de continuidad podrán ser obviadas únicamente cuando se demuestre experimentalmente que la conexión tiene la capacidad de rotación inelástica exigida en la Sección 11.2.2 sin ellas.

11.3 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND2

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND2 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas moderadas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos que satisfagan los requisitos del presente Artículo serán diseñados de manera que las deformaciones inelásticas inducidas por el sismo sean por la cedencia de los miembros del pórtico cuando se usen conexiones de momento, Tipo TR, o por la cedencia de los elementos de las conexiones cuando se utilicen conexiones semirrígidas, Tipo PR.

Los pórticos con Nivel de Diseño ND2 cumplirán con todos los requisitos establecidos en el Artículo 11.4 para el Nivel de Diseño ND3, excepto las modificaciones que se indican a continuación:

11.3.1 Relaciones ancho / espesor

Las vigas y columnas cumplirán con los valores límites ancho / espesor para secciones compactas, λ_p , de la Tabla 4.1. Cuando el valor de la fórmula (11-3) sea igual o menor que 1.25, las columnas cumplirán con el valor límite ancho / espesor de las secciones para diseño plástico, λ_{pd} , de la Tabla 4.1.

11.3.2 Arriostramiento lateral de las vigas

Las vigas deberán tener ambas alas soportadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud no arriostrada entre los apoyos laterales no excederá de $0.12 (E / F_y) r_y$. Adicionalmente se colocarán arriostramientos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas, de cambios de sección transversal y donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico dúctil resistente a momentos.

11.3.3 Conexiones y juntas viga – columna

El diseño de todas las juntas viga – columna y conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados de ensayos bajo cargas cíclicas, realizados y calificados conforme con el Apéndice F y

que hayan demostrado que tiene al menos una capacidad de rotación inelástica de 0.02 radianes. Los resultados experimentales consistirán de al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas que satisfacen los requisitos del Artículo 11.4.

Los resultados experimentales deberán demostrar que la resistencia a flexión de la conexión determinada en la cara de la columna, es al menos igual al momento plástico teórico, M_p , de las vigas ensayadas bajo los requisitos de rotación inelástica (Véase el Apéndice F), salvo las excepciones que se contemplan a continuación:

1. Cuando el momento resistente de la viga esté controlado por el pandeo local de las alas en lugar de por los límites de cedencia de la misma, o cuando en las conexiones que incorporan vigas con sección reducida, la resistencia mínima a flexión será 0.8 veces el valor de M_p de las vigas ensayadas.
2. Cuando se demuestre mediante un análisis que incluya consideraciones sobre la estabilidad total de la estructura y el efecto $P-\Delta$, que la deriva adicional debida a las deformaciones en la conexión no perjudican a la estructura, podrán utilizarse conexiones que se acomodan a la demanda de rotación y mantienen la resistencia minorada requerida en el Artículo 11.3.

11.4 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos con Nivel de Diseño ND3 cumplirán con todos los requisitos de este Artículo.

11.4.1 Relaciones ancho / espesor

Las vigas cumplirán con los valores límites ancho/ espesor de las para secciones para diseño plástico, λ_{pd} , y las columnas con los valores límites ancho / espesor para secciones compactas, λ_p , establecidos en la Tabla 4.1. Cuando el valor de la fórmula (11-3) sea igual o menor que 1.25, las columnas cumplirán con el valor límite ancho/espesor de las secciones para diseño plástico, λ_{pd} , de la Tabla 4.1.

11.4.2 Área de las alas de las vigas

En las regiones de formación de rótulas plásticas no se permitirán cambios abruptos en el área de las vigas. Se permitirá el taladrado o recorte de las alas de las vigas cuando experimentalmente se demuestre que la sección resultante puede desarrollar rótulas plásticas estables que satisfacen los requisitos de la Subsección 11.4.4.2. Las vigas de sección reducida, tal como se definen en el Apéndice G, satisfarán los requisitos de capacidad del Artículo 11.4.

11.4.3 Arriostramiento lateral de las vigas

Las vigas deberán tener ambas alas soportadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud no arriostrada entre los apoyos laterales no excederá de $0.084 (E/F_y) r_y$. Adicionalmente se colocarán arriostramientos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas, de cambios

de sección transversal y donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico dúctil resistente a momentos.

En las vigas de sección reducida, la colocación de los arriostramientos laterales será consistente con los usados durante los ensayos realizados según el Apéndice F. Los arriostramientos laterales adyacentes a la zona de sección reducida cumplirán con los requisitos que se exigen a los arriostramientos de la viga eslabón en la Sección 13.2.4.

11.4.4 Conexiones y Juntas viga – columna

11.4.4.1 El diseño de todas las juntas viga – columna y las conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados bajo cargas cíclicas, realizados y calificados conforme con el Apéndice F y que hayan demostrado que tiene al menos una capacidad de rotación inelástica de 0.03 radianes. Los resultados experimentales calificados consistirán de al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas que satisfacen uno de los siguientes requisitos:

Ensayos realizados específicamente para el proyecto y representativo de las dimensiones de los miembros, resistencia de los materiales, configuraciones de las conexiones, y compatibilidad de los procesos de conexión a ser utilizados en el proyecto.

1. Ensayos reportados en investigaciones o ensayos documentados de otros proyectos, equiparables a las condiciones del proyecto.

La interpolación o extrapolación de los resultados experimentales para miembros de dimensiones diferentes a los ensayados deberán justificarse mediante un análisis que demuestre que la distribución de las tensiones y la magnitud de las tensiones internas son consistentes con la de los especímenes ensayados, y que se han tomado en cuenta los efectos potencialmente adversos de mayor escala, espesor de soldadura y variación en las propiedades de los materiales. La extrapolación de los resultados experimentales se limitarán a combinaciones de miembros de dimensiones similares.

Las conexiones diseñadas con base en los resultados experimentales, se fabricarán y construirán usando los materiales, configuraciones, procesos, controles y aseguramiento de la calidad lo más semejantemente posible a los usados en los ensayos. Los controles y métodos de aseguramiento de la calidad cumplirán como mínimo con los requisitos del Capítulo 32. Cuando el valor de la tensión de cedencia mínima especificada, F_y , determinado experimentalmente en las vigas sea inferior en un quince por ciento (15%) al valor de la tensión cedente esperada, F_{ye} , no se utilizarán los resultados experimentales para calificar el ensayo. De igual manera no se calificará el ensayo cuando F_y determinado experimentalmente en las columnas y los elementos de conexión presente una variación, por exceso o por defecto, mayor del quince por ciento (15%) con respecto al valor de la tensión cedente esperada, F_{ye} .

11.4.4.2 Los resultados experimentales deberán demostrar que la resistencia a flexión de la conexión determinada en la cara de la columna, es al menos igual al momento plástico teórico, M_p , de las vigas ensayadas bajo los requisitos de rotación inelástica (Véase el Apéndice F), salvo las excepciones que se contemplan a continuación:

- 1) Cuando el momento resistente de la viga esté controlado por el pandeo local de las alas en lugar de por los límites de cedencia de la misma, o cuando en las conexiones que incorporan vigas con sección reducida, la resistencia mínima a flexión será 0.8 veces el valor de M_p de las vigas ensayadas.
- 2) Cuando se demuestre mediante análisis que incluya consideraciones sobre la estabilidad total de la estructura y el efecto $P-\Delta$, que la deriva adicional debida a las deformaciones en la conexión no perjudican a la estructura, podrán utilizarse las conexiones que se acomodan a la demanda de rotación y mantienen la resistencia minorada requerida en la Sección 11.4.

11.4.4.3 Solicitaciones por fuerza cortante en las conexiones

La fuerza cortante mayorada, V_u , en una conexión viga – columna se determinará usando la combinación de solicitaciones $1.2 CP + \gamma CV$ más el corte que resulta de aplicar momentos de sentidos opuestos en los extremos de la viga, iguales a $1.1 R_y F_y Z$. El factor γ que afecta a las acciones variables CV corresponde al porcentaje de las mismas utilizado en la determinación del peso total de la edificación, según el Artículo 7.1 de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98. Alternativamente, podrá justificarse mediante análisis estructural el uso de un valor menor para V_u . El corte mayorado, V_u , no excederá el corte que resulta de la combinación de solicitaciones (10-9).

11.4.5 Zona del panel en conexiones viga – columna

En la zona del panel de las conexiones viga - columna, cuyas respectivas almas son paralelas, se tendrán en cuenta los siguientes requisitos:

(a) Fuerza cortante

La fuerza cortante mayorada, V_u , en la zona de panel, se calculará aplicando las combinaciones de solicitaciones (10-9) y (10-10) a las vigas que se conectan a la columna en el plano del pórtico. Sin embargo, V_u no excederá las fuerzas cortantes calculadas con $0.8 \sum M_{pb}^*$ de las vigas conectadas a las alas de la columna.

La resistencia minorada al corte de la zona de panel, $\phi_v R_v$, se determinará con $\phi_v = 0.75$ y la fórmula, según corresponda:

Cuando $N_u \leq 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (20-11)$$

Cuando $N_u > 0.75 N_y$, la resistencia teórica R_v se calculará con la fórmula (20-12):

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right] \left(1.9 - \frac{1.2 N_u}{N_y} \right) \quad (20-12)$$

En estas fórmulas

F_y = Resistencia especificada a la cedencia del acero en la zona de panel.

b_{cf} = Ancho del ala de la columna.

d_b = Altura total de la viga.

d_c = Altura total de la sección transversal de la columna.

t_{cf} = Espesor del ala de la columna.

t_p = Espesor total de la zona de panel, incluidas las planchas adosadas.

(b) Espesor de la zona de panel

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer la condición:

$$t \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (11-1)$$

donde:

d_z = La altura de la zona de panel entre las planchas de continuidad.

t = Espesor del alma de la columna o de la plancha adosada.

w_z = El ancho de la zona de panel entre las alas de la columna.

Alternativamente, cuando se prevenga el pandeo local del alma de la columna y las planchas adosadas por medio de soldaduras de tapón entre ellas, el espesor total de la zona del panel cumplirá con la fórmula (11-1).

(c) Planchas adosadas en la zona de panel

Las planchas adosadas se soldarán a las alas de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa o soldadura de filete capaces de desarrollar la resistencia minorada a corte del espesor total de las planchas adosadas. Cuando las planchas adosadas se coloquen contra el alma de la columna, se soldarán a todo lo ancho de la plancha en sus bordes superior e inferior para desarrollar proporcionalmente el total de las fuerzas transmitidas por la plancha adosada. Cuando las planchas adosadas se coloquen alejadas del alma de la columna, se colocarán simétricamente en par y soldadas a las planchas de continuidad para desarrollar la porción de la fuerza total que se transmite a las planchas adosadas.

11.4.6 Planchas de continuidad

Las planchas de continuidad a usar serán equiparables a las usadas en las conexiones ensayadas.

11.4.7 Relación de momentos en los nodos

En los nodos de los sistemas resistentes a sismo se cumplirá con la siguiente condición:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad (11-2)$$

donde

$\sum M_{pc}^*$ = La sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de la viga y la columna, determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremo superior e inferior de la conexión a momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la columna. Se permitirá tomar $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - N_{uc}/A)$ Donde no coincidan los ejes de las vigas concurrentes en un mismo plano, se tomará como eje el valor promedio.

$\sum M_{pb}^*$ = Sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y la columna determinado por la proyección de la suma de las resistencias esperadas a flexión en la rótula plástica sobre el eje de la columna. Se permitirá tomar $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1 R_y M_p + M_v)$, donde M_v es el momento adicional que se produce al trasladar el cortante en la rótula plástica al centro de la columna. Alternativamente, se permite tomar $\sum M_{pb}^*$ de los resultados de ensayos que satisfagan los requisitos de la Subsección 11.4.4.1 o por análisis basado en los resultados de ensayos. En las conexiones con vigas de sección reducida, se permitirá tomar $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1 R_y M_p + M_v)$, donde Z es el menor módulo de sección plástico de la viga de sección reducida.

En la fórmula (11-2) las variables tiene el siguiente significado:

A = Área de la columna, cm^2 .

F_{yc} = Tensión cedente mínima especificada del acero de la columna, kgf/cm^2 .

N_{uc} = Solicitación mayorada de compresión normal de la columna (un número positivo), kgf .

Z_c = Módulo de sección plástico de la columna, cm^3 .

Los requisitos de esta Sección no se aplicarán en cualquiera de los casos cubiertos por las Subsecciones 11.4.7.1 y 11.4.7.2, siempre que las columnas cumplan con los requisitos de las Secciones 11.4.1 y 11.4.2.

11.4.7.1 Columnas sometidas a $N_{uc} < 0.3 A F_{yc}$ para todas las combinaciones de solicitaciones diferentes a las (10-9) y (10-10) que se encuentren en las siguientes situaciones:

1. Columnas de edificaciones de un piso o del último entrepiso de una estructura de múltiples entrepisos.
2. Columnas donde:
 - (1) La suma de las resistencias minoradas de corte de todas las columnas exentas sea menos del veinte por ciento (20%) de la demanda por corte en el entrepiso; y
 - (2) La suma de las resistencias minoradas a corte de todas las columnas exentas en cada una de las líneas de columnas dentro de ese entrepiso sea menor que el treinta y tres por ciento (33%) de la solicitaciones mayoradas de corte en esa línea de columna. Para los propósitos de esta excepción, se define línea de columnas como una sola línea de columnas o líneas de columnas paralelas comprendidas dentro del diez por ciento (10%) de la dimensión en planta perpendicular a la línea de columnas.

11.4.7.2 En cualquier entrepiso donde la relación resistencia minorada / solicitaciones mayoradas de corte sea mayor que el cincuenta por ciento (50%) del entrepiso superior contiguo.

11.4.8 Arriostramiento lateral de las conexiones viga - columna

11.4.8.1 Conexiones viga – columnas arriostradas lateralmente

1. En las conexión viga - columna las alas de la columna se arriostarán lateral solamente en el nivel de las alas superiores de las vigas, cuando se demuestra que fuera de la zona del panel, la columna permanece elástica bajo cualquiera de las siguientes condiciones:
 - (a) La relación calculada con la fórmula (11-2) es mayor que 1.25.
 - (b) La columna permanece elástica bajo la hipótesis de solicitación (10-9).
2. Cuando no se pueda demostrar que fuera de la zona del panel una columna permanece elástica, se aplicarán las siguientes disposiciones:
 - (a) Las alas de la columna estarán soportadas lateralmente al nivel de ambas alas de las vigas.
 - (b) El soporte lateral de cada ala de columna se diseñará para una solicitación mayorada igual al dos por ciento (2 %) de la resistencia teórica del ala de la viga ($F_y b_f t_f$).
 - (c) Las alas de la columna se soportarán lateralmente, directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o de las alas de las vigas perpendiculares.

11.4.8.2 Conexiones viga – columna no arriostradas lateralmente

Las columnas con conexiones viga- columna sin soporte lateral en la dirección transversal al del pórtico sísmico, se diseñarán utilizando la distancia entre los soportes laterales adyacentes como la altura de la columna para efectos del pandeo en dicha dirección. El diseño se realizará de acuerdo con el Capítulo 15, excepto que:

1. La sollicitación mayorada sobre la columna se calculará para la hipótesis de sollicitación (10-6), siendo la acción sísmica S el menor valor entre:
 - (a) La fuerza sísmica amplificada $\Omega_0 S_H$, donde S_H representa componente horizontal de la acción sísmica S .
 - (b) Ciento veinticinco por ciento (125 %) la resistencia minorada del pórtico, calculada como la resistencia minorada a flexión de la viga o la resistencia minorada a corte de la zona del panel.
2. Para estas columnas, la relación de esbeltez L/r no excederá de 60.
3. En dirección transversal al pórtico sísmico, el momento mayorado en la columna deberá incluir el momento causado por la fuerza en el ala de la viga, como se especifica en el párrafo 2(b) de la Sección 11.4.8.1, más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento del ala de la columna.

11.5 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO CON VIGAS DE CELOSÍA

11.5.1 Criterio sismorresistente

Los pórticos de acero resistentes a momento con vigas de celosía que forman parte del sistema resistente a sismos se diseñarán, inspeccionarán y construirán con el Nivel de Diseño ND3, de manera que sometidos a las acciones sísmicas la cedencia ocurra en segmentos especialmente diseñados de las vigas de celosía. Las columnas y los tramos de la celosía fuera de los segmentos especiales se diseñarán para que permanezcan elásticos bajo las fuerzas que genera la cedencia total y la deformación por endurecimiento del segmento especial.

La altura total de las vigas de celosía se limitará a no más de 1.80 m. y luces de hasta 20 m.

11.5.2 Relación ancho/ espesor de los miembros de la celosía

En el segmento especial el alma de los miembros diagonales será de barras planas, con una relación ancho / espesor no mayor de 2.5.

En los miembros de los cordones la relación ancho / espesor no excederá los valores límites de las secciones para diseño plástico, λ_{pd} , dados en la Tabla 4.1. La relación ancho/espesor de los ángulos,

alas y almas de perfiles T utilizados como miembros de los cordones en el segmento especial no excederá de $0.30\sqrt{E/F_y}$.

11.5.3 Arriostramiento lateral

Ambos cordones de la celosía estarán arriostrados lateralmente en los extremos de los segmentos especiales y a lo largo de toda su longitud a intervalos que no excederán el valor de L_p calculado con la fórmula dada en el Artículo 16.2.

En los extremos y dentro del segmento especial cada arriostramiento lateralse diseñará para tener una resistencia minorada de al menos el cinco por ciento (5 %) de la resistencia teórica a compresión normal N_{nc} , del miembro del cordón del segmento especial.

Fuera del segmento especial los arriostramientos laterales tendrán una resistencia minorada de al menos el dos y medio por ciento (2.5 %) de la resistencia teórica a compresión normal, N_{tc} , del miembro del cordón adyacente más largo.

11.5.4 Segmento especial

11.5.4.1 Localización y dimensiones

Cada celosía horizontal que forme parte de un pórtico resistente a momentos deberá tener un segmento especial centrado en el punto medio de su luz, y de longitud $0.1L$ a $0.5L$, siendo L la luz de la celosía. En cualquier panel de este segmento especial se limitará su relación largo / alto a un máximo de 1.50 y un mínimo de 0.67.

11.5.4.2 Configuración del segmento especial

Todos los paneles dentro del segmento especial podrán estar configurados por arriostramientos concéntricos dispuestos en X o como viga Vierendeel, pero no una combinación de estas configuraciones.

11.5.4.3 Miembros diagonales

Los miembros diagonales utilizados en el segmento especial se dispondrán en equis (X) separadas por miembros verticales. Las diagonales se interconectarán en el punto donde se crucen. La interconexión se diseñará para tener una resistencia minorada no menor a 0.25 veces la resistencia teórica a tracción del miembro diagonal.

Las fuerzas normales en los miembros diagonales dentro del segmento especial, debida a las solicitaciones mayoradas debidas a acciones permanentes y variables, no excederán de $0.03 A F_y$.

11.5.4.4 Resistencia teórica de los miembros del segmento especial

En el estado límite de cedencia total, el segmento especial deberá desarrollar su resistencia teórica al corte vertical a través de la resistencia teórica a flexión de los miembros de los cordones y de la resistencia a cargas normales de tracción y compresión de los miembros diagonales que constituyen el alma.

Los miembros de los cordones superior e inferior se fabricarán con idénticas secciones, de manera que en el estado de cedencia total resistan por lo menos el veinticinco por ciento (25 %) de la

solicitación mayorada de corte vertical. La resistencia minorada a carga normal en los cordones no excederá $0.45 \phi F_y A$, con $\phi = 0.90$.

En cualquier panel del segmento especial los miembros diagonales se fabricarán con idénticas secciones. En este segmento especial las conexiones en los extremos de las diagonales tendrán una resistencia minorada al menos igual a la resistencia teórica a tracción normal de los miembros del alma calculada como $R_y F_y A$.

11.5.4.5 Conexiones y empalmes en el segmento especial

En los miembros que constituyen el alma del segmento especial no se utilizarán conexiones empernadas. Tampoco se permitirán empalmes en los miembros de los cordones dentro del segmento especial ni dentro de una longitud igual a la mitad de la longitud del panel, medida a partir de los extremos del segmento especial.

11.5.5 Resistencia teórica de los miembros de la celosía fuera del segmento especial

La resistencia minorada de todos los miembros y conexiones de un pórtico de momento con vigas de celosía, excepto los pertenecientes al segmento especial, será capaz de tomar las solicitaciones mayoradas de las combinaciones (10-6) y (10-7) y las fuerzas laterales necesarias para desarrollar la resistencia nominal al corte esperado en todos los segmentos especiales, V_{ne} , calculado con la fórmula (11-3).

$$V_{te} = \frac{3.75 R_y M_{tc}}{L_s} + 0.075EI \left(\frac{L - L_s}{L_s^3} \right) + R_y (N_{tt} + 0.3 N_{tc}) \text{sen} \alpha \quad (11-3)$$

donde

R_y = Factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada, definido en la Sección 5.2.2.

M_{tc} = Resistencia teórica a flexión del miembro del cordón en el segmento especial.

EI = Rigidez elástica a flexión del miembro del cordón en el segmento especial.

L = Luz de la viga de celosía.

L_s = Longitud del segmento especial.

N_{tt} = Resistencia teórica a tracción de los miembros diagonales en el segmento especial.

N_{tc} = Resistencia teórica a compresión de los miembros diagonales en el segmento especial.

α = Ángulo del miembro diagonal con respecto al plano horizontal.

CAPÍTULO 12 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS

12.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene los requisitos mínimos de diseño sismorresistente para los Niveles de Diseño ND1 y ND3 de los pórticos de acero arriostrados con diagonales concéntricas, dispuestas en X, V o V invertida, que solos o en combinación con pórticos forman parte del sistema resistente a sismos.

12.2 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1

Se espera que los miembros y conexiones de los pórticos de acero de acero arriostrados con diagonales concéntricas proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND1 sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9.

Los pórticos con Nivel de Diseño ND1 cumplirán con todos los requisitos de este Artículo, excepto los pórticos concéntricos destinados a las estructuras de techo y las edificaciones de hasta dos entresijos o de menor altura siempre y cuando sus miembros, juntas y conexiones se diseñen, detallen, inspeccionen y construyan para satisfacer las solicitaciones mayoradas de las combinaciones sismorresistentes (10-9) y (10-10).

12.2.1 Arriostramientos

12.2.1.1 Relación ancho / espesor

Las relaciones ancho / espesor de los elementos comprimidos, rigidizados o no rigidizados, de los arriostramientos cumplirán con los valores dados en la Tabla 4.1. Los arriostramientos serán de sección compacta o no compacta, pero no esbelta.

En los perfiles angulares la relación ancho/ espesor no excederá de $0.30\sqrt{E/F_y}$.

12.2.1.2 Relación de esbeltez

Los arriostramientos tendrán una relación de esbeltez $kL/r \leq 4.17\sqrt{E/F_y}$ excepto en las estructuras de baja altura contempladas en el Artículo 12.2.

12.2.1.3 Resistencia a compresión

La compresión normal mayorada N_u en los arriostramientos no excederá de $0.8 \phi_c N_t$.

12.2.1.4 Distribución de las fuerzas laterales

Los arriostramientos diagonales se dispondrán a lo largo de cualquiera línea de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un treinta por ciento (30%), pero no más del setenta por ciento (70 %), de la fuerza horizontal total, sea resistida por las diagonales traccionadas, a menos que la resistencia teórica N_t , de cada arriostramiento comprimido sea mayor que la solicitación mayorada N_u que resulta al aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-9) o (10-10). Con este fin se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de un diez por ciento (10 %) de la dimensión de la edificación perpendicular a la línea de arriostramiento.

12.2.1.5 Planchas de relleno en arriostramientos compuestos

En todos los arriostramientos compuestos se colocarán planchas de relleno y se usarán no menos de dos igualmente espaciadas a lo largo del eje del miembro. La primera plancha, empernada o soldada, localizada a cada lado de la mitad de la longitud del arriostramiento compuesto se diseñará para transmitir al componente adyacente una fuerza igual al cincuenta por ciento (50 %) de la resistencia teórica del otro componente.

12.2.2 Conexiones de los arriostramientos

12.2.2.1 Solicitaciones mayoradas

La solicitación en las conexiones de los arriostramientos, incluyendo las uniones viga- columna que son parte del sistema de arriostramiento, deberá ser el menor de los siguientes valores:

- a. La resistencia teórica a tracción normal del arriostramiento, calculada como $R_y F_y A$.
- b. La fuerza en el arriostramiento obtenida al aplicar las combinaciones de solicitaciones (10- 9) y (10-10).
- c. La fuerza máxima obtenida del análisis estructural que el sistema puede transferir al arriostramiento.

12.2.2.2 Resistencia minorada a tracción

La resistencia minorada a tracción de los arriostramientos y sus conexiones basada en los estados límites de fractura en la sección neta y de ruptura por bloque de corte, como se especifica en el Capítulo 14, será al menos igual a la solicitación mayorada calculada según la Subsección 12.2.2.1.

12.2.2.3 Resistencia minorada a flexión

En la dirección en que el análisis indique que puede ocurrir el pandeo del arriostramiento, la resistencia minorada a flexión de la conexión será igual o mayor que la flexión esperada del arriostramiento alrededor del eje crítico de pandeo, calculada como $1.1 R_y M_p$.

Excepcionalmente se permitirá el uso de las conexiones del arriostramiento que cumplen con los requisitos de la Sección 12.2.2.2, que puedan acomodarse a las rotaciones inelásticas asociadas con las deformaciones de post-pandeo del arriostramiento, y tengan una resistencia minorada al menos igual a la resistencia teórica a compresión del arriostramiento, calculada como $A F_{cr}$.

12.2.2.4 Cartelas

En el diseño de las cartelas de la conexión se considerará el pandeo local.

12.2.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos en V o en V invertida cumplirán con los requisitos que se enumeran a continuación:

1. La resistente minorada de los arriostramientos será al menos 1.5 veces la sollicitación mayorada resultante de aplicar las combinaciones de sollicitaciones (10-6) y (10-7).
2. La viga intersectada por los arriostramientos se considerará continua entre las columnas.
3. La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las combinaciones de sollicitaciones (10-1) a (10-3), suponiendo que no están presente los arriostramientos.
4. En el punto de intersección de los arriostramientos , cada ala de la viga soportará una fuerza lateral igual al dos por ciento (2.0 %) de su resistencia teórica calculada como $F_y b_f t_f$.

12.3 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos con Nivel de Diseño ND3 cumplirán con todos los requisitos de este Artículo.

12.3.1 Arriostramientos

12.3.1.1 Relación ancho / espesor

Las relaciones ancho / espesor de los elementos comprimidos, rigidizados o no rigidizados, de los arriostramientos formados por perfiles I o canales U cumplirán con los valores dados en la Tabla 4.1 para las secciones plásticas. En los perfiles angulares la relación ancho/ espesor no excederá de $0.30\sqrt{E/F_y}$.

12.3.1.2 Relación de esbeltez

Los arriostramientos tendrán una relación de esbeltez $kL/r \leq 5.78\sqrt{E/F_y}$.

12.3.1.3 Resistencia a compresión

La compresión normal mayorada N_u en los arriostramientos no excederá de $\phi_c N_t$.

12.3.1.4 Distribución de las fuerzas laterales

Los arriostramientos diagonales se dispondrán a lo largo de cualquiera línea de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un treinta por ciento (30%), pero no más del setenta por ciento (70 %), de la fuerza horizontal total, sea resistida por las diagonales traccionadas, a menos que la resistencia teórica N_t , de cada arriostramiento comprimido sea mayor que la sollicitación mayorada que resulta al aplicar las combinaciones de sollicitaciones (10-9) o (10-10). Con este fin se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de un diez por ciento (10 %) de la dimensión de la edificación perpendicular a la línea de arriostramiento.

12.3.1.5 Planchas de relleno en arriostramientos compuestos

En todos los arriostramientos compuestos se colocarán planchas de relleno uniformemente espaciadas a lo largo del eje del miembro, pero nunca menos de dos (2). La separación entre las planchas de rellenos será a intervalos tales que la relación de esbeltez L/r de cada perfil individual entre los medios de unión no exceda 0.4 veces la relación de esbeltez que controla el diseño de todo el miembro compuesto. No se colocarán planchas de relleno empernadas dentro de un segmento de longitud $0.25 L$, centrado en el punto medio de la longitud libre del arriostramiento, L .

La suma de las resistencias minoradas a corte de las planchas de relleno será al menos igual a la resistencias minoradas a tracción de cada componente.

Excepcionalmente, donde se pueda demostrar que el pandeo de los arriostramientos no producirá fuerzas cortantes en las planchas de relleno, su separación será tal que la relación de esbeltez, L/r , de los perfiles individuales entre las conexiones de las planchas de relleno no exceda 0.75 veces la relación de esbeltez que controla el diseño de todo el miembro compuesto.

12.3.2 Conexiones de los arriostramientos

12.3.2.1 Sollicitaciones mayoradas

La sollicitación en las conexiones de los arriostramientos, incluyendo las uniones viga- columna que son parte del sistema de arriostramiento, deberá ser el menor de los siguientes valores:

- a. La resistencia teórica a tracción normal del arriostramiento, calculada como $R_y F_y A$.
- b. La fuerza máxima, obtenida del análisis estructural, que el sistema puede transferir al arriostramiento.

12.3.2.2 Resistencia a tracción

La resistencia minorada a tracción de los arriostramientos y sus conexiones basada en los estados límites de fractura en la sección neta y de ruptura por bloque de corte, como se especifica en el Capítulo 14, será al menos igual a la sollicitación mayorada calculada según la Subsección 12.3.2.1.

12.3.2.3 Resistencia a flexión

En la dirección en que el análisis indique que puede ocurrir el pandeo del arriostramiento, la resistencia minorada a flexión de la conexión será igual o mayor que la flexión esperada del arriostramiento alrededor del eje crítico de pandeo, calculada como $1.1R_y M_p$.

Excepcionalmente se permitirá el uso de las conexiones del arriostramiento que cumplen con los requisitos de la Sección 12.3.2.2, puedan acomodarse a las rotaciones inelásticas asociadas con las deformaciones de post-pandeo del arriostramiento, y tengan al menos una resistencia minorada igual a la resistencia teórica a compresión del arriostramiento, calculada con $A F_{cr}$.

12.3.2.4 Cartelas

El diseño de las cartelas de la conexión considerará el pandeo local.

12.3.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos en V o en V invertida cumplirán con los requisitos que se enumeran a continuación. Excepcionalmente, los requisitos 2 y 3 no se aplicarán en edificaciones de un piso, en los penthouses o el último entrepiso de una estructura de múltiples entrepisos:

1. La viga intersectada por los arriostramientos se considerará continua entre las columnas.
2. La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-1) a (10-3), suponiendo que no están presente los arriostramientos.
3. La resistencia minorada de la viga intersectada por los arriostramientos será igual o mayor que para las solicitaciones que resulten de la aplicación de las siguientes combinaciones:

$$1.2 CP + \gamma CV \pm N_b \quad (12-1)$$

$$0.9 CP \pm N_b \quad (12-2)$$

donde

N_b = Carga vertical máxima debida al postpandeo de los arriostramientos aplicada a la viga en el punto de intersección de los arriostramientos. Se podrá calcular como la resultante de las componentes verticales de las fuerzas en los arriostramientos, tomando para la diagonal traccionada un valor mínimo igual a su resistencia teórica a la cedencia, $N_y = A F_y$, y en la diagonal comprimida un valor máximo correspondiente al treinta por ciento (30%) de su resistencia teórica minorada, es decir, $0.3 \phi_c N_t$.

4. En el punto de intersección de los arriostramientos, cada ala de la viga soportará una fuerza lateral igual al dos por ciento (2.0 %) de su resistencia teórica calculada como $F_y b_f t_f$.

12.3.4 Columnas

En los pórticos con diagonales concéntricas con Nivel de Diseño ND3, las columnas cumplirán con los siguientes requisitos:

12.3.4.1 Relación ancho / espesor

Las relaciones ancho / espesor de los elementos comprimidos, rigidizados o no rigidizados, de las columnas cumplirán con los requisitos de la Subsección 12.3.1.1.

12.3.4.2 Empalmes

Adicionalmente a los requisitos establecidos en la Sección 21.7.1 para los empalmes de las columnas de acero, éstos se diseñarán para desarrollar al menos la resistencia teórica a corte del menor miembro conectado y el cincuenta por ciento (50 %) de la resistencia teórica a flexión de la columna más pequeña conectada. Los empalmes se localizarán en la mitad del tercio medio de la altura libre de la columna.

CAPÍTULO 13 REQUISITOS PARA PORTICOS DE ACERO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS

13.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene los requisitos mínimos de diseño sismorresistente para el Nivel de Diseño ND3 de los pórticos de acero arriostrados con diagonales excéntricas que solos o en combinación con pórticos forman parte del sistema resistente a sismos.

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero arriostrados con diagonales excéntricas proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3, sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9.

Salvo las excepciones contempladas en este Capítulo, los arriostramientos diagonales, las columnas y los segmentos de viga exteriores a la viga eslabón o eslabón, llamadas de ahora en adelante vigas colectoras, permanecerán elásticas al ser sometidas a las fuerzas máximas generadas por los eslabones que han cedido completamente y se han endurecido por deformación.

En las edificaciones de más de cinco entrepisos se permitirá estructurar el entrepiso más alto con diagonales concéntricas y considerarlo como parte integrante del pórtico con diagonales excéntricas para los propósitos de determinar los factores de sobrerresistencia (Sección 10.3.1) y del factor de reducción de respuesta R , definido en la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

13.2 VIGA ESLABÓN O ESLABÓN

13.2.1 Calidad del acero

La resistencia mínima especificada a la cedencia del acero usado en la viga eslabón no excederá de $F_y = 3515 \text{ kgf/cm}^2$.

13.2.2 Relación ancho / espesor

Las vigas eslabón cumplirán con los valores límites de las relaciones ancho/ espesor de las secciones para diseño plástico, λ_{pd} , de la Tabla 4.1.

13.2.3 Alma

El alma de una viga eslabón deberá ser de una sola lámina, sin refuerzo de plancha adosada y sin aberturas.

13.2.4 Arriostramiento lateral de la viga eslabón

Se arriostrarán lateralmente ambas alas en los extremos de la viga eslabón. Cada uno de estos arriostramientos o soportes laterales tendrán una resistencia minorada igual al seis por ciento (6 %) de la resistencia teórica del ala de la viga eslabón calculada como $R_y F_y b_f t_f$.

13.2.5 Fuerza cortante

Excepto las limitaciones de la Subsección 13.2.5.1, la sollicitación por fuerza cortante mayorada en el eslabón, V_u , no excederá su resistencia minorada a corte, $\phi_v V_{te}$, con $\phi_v = 0.9$. La resistencia teórica a corte del eslabón, V_{te} , será el menor valor entre las fórmulas (13-1) y (13-2):

$$V_{te} = 0.6 F_y (d - 2 t_f) t_w \quad (13-1)$$

$$V_{te} = 2 M_p / L_e \quad (13-2)$$

La longitud del eslabón, L_e , se define en la cláusula 13.2.5.1.2

13.2.5.1 Efectos de la fuerza normal

No será necesario considerar el efecto de la fuerza normal sobre la resistencia minorada a corte del eslabón cuando la sollicitación mayorada en el mismo, N_u , sea igual o menor que $0.15 N_y$, calculada N_y como $A F_y$.

Cuando la sollicitación mayorada en el eslabón, N_u , excede $0.15 N_y$, será necesario cumplir con las siguientes limitaciones adicionales

1 Resistencia minorada a corte

La resistencia minorada a corte del eslabón, $\phi_v V_{te}$, será el menor valor entre las fórmulas (13-3) y (13-4):

$$\phi V_{pa} \quad (13-3)$$

$$2 \phi M_{pa} / L_e \quad (13-4)$$

en donde :

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (N_u / N_y)^2} \quad (13-5)$$

$$M_{pa} = 1.18 M_p [1 - (N_u / N_y)] \quad (13-6)$$

$$\phi = 0.9$$

2 Longitud de la viga eslabón

La longitud de la viga eslabón, L_e , no excederá los siguientes valores:

Cuando $\rho (A_w / A) \geq 0.3$

$$L_e = [1.15 - 0.5\rho (A_w / A_g)] 1.6 M_p / V_p \quad (13-7)$$

Cuando $\rho (A_w / A) < 0.3$

$$L_e = 1.6 M_p / V_p \quad (13-8)$$

En estas fórmulas :

$$A_w = (d - 2 t_f) t_w \quad (13-9)$$

$$\rho = N_u / V_u \quad (13-10)$$

13.2.6 Ángulo de rotación

El ángulo de rotación de la viga eslabón, γ_p , tal como se define en el Apéndice G, no excederá los siguientes valores:

(a) Para eslabones de longitud $L_e \leq 1.6 M_p / V_p$

$$\gamma_p = 0.08 \text{ radianes}$$

(b) Para eslabones de longitud de $L_e \geq 2.6 M_p / V_p$

$$\gamma_p = 0.02 \text{ radianes}$$

(c) Para eslabones de longitud $1.6 M_p / V_p \leq L_e \leq 2.6 M_p / V_p$

El valor límite de γ_p se establecerá por interpolación lineal.

13.2.7 Rigidizadores

Se colocarán rigidizadores en toda la altura del alma de la viga eslabón y su diseño cumplirá con los requisitos de las Secciones 13.2.7.1 y 13.2.7.2

13.2.7.1 Rigidizadores en la conexión del arriostramiento diagonal al eslabón

En los extremos donde la viga eslabón se une con el arriostramiento diagonal, se colocarán rigidizadores a ambos lados del alma del eslabón, que cubran su altura total entre alas. Estos rigidizadores tendrán un ancho combinado no menor que $(b_f - 2 t_w)$ y un espesor no menor que $0.75 t_w$ o 9.5 mm, el mayor de los dos; b_f y t_w designan respectivamente el ancho del ala y el espesor del alma del eslabón.

13.2.7.2 Rigidizadores intermedios

Los rigidizadores intermedios cubrirán toda la altura de la viga. En las vigas eslabón con $d \leq 635$ mm., se requieren rigidizadores intermedios solamente a un lado del alma. El espesor de los rigidizadores a colocar en un solo lado, t_{st} , no será menor que t_w o 9.5 mm, el que sea mayor, y su ancho, b_{st} , no será menor que $0.5 (b_f - t_w)$. En las vigas eslabones con altura $d \geq 635$ mm se colocarán rigidizadores intermedios a ambos lados del alma y de dimensiones similares a los rigidizadores de un solo lado.

La separación entre los rigidizadores intermedios, a , será función de la longitud de la viga eslabón y del ángulo γ_p , como se tipifica en los siguientes casos:

Caso 1. Vigas eslabones de longitud $L_e \leq 1.6 M_p / V_p$

(a) Para $\gamma_p = 0.08$ radianes

$$a \leq (30 t_w - 0.2d)$$

(b) Para $\gamma_p \leq 0.02$ radianes

$$a \leq (52 t_w - 0.2d)$$

(c) Para $0.02 \leq \gamma_p \leq 0.08$

La separación entre rigidizadores, a , se obtendrá por interpolación lineal.

Caso 2. Vigas eslabones con $1.6 M_p / V_p \leq L_e \leq 2.6 M_p / V_p$

Los rigidizadores intermedios cumplirán con los requisitos de los casos 1 y 3.

Caso 3. Vigas eslabones con $2.6 M_p / V_p \leq L_e \leq 5 M_p / V_p$

Los rigidizadores intermedios en el alma se colocarán a una distancia de $1.5 b_f$ medida desde cada extremo de la viga eslabón.

Caso 4. Vigas eslabones con $L_e > 5 M_p / V_p$

No requieren rigidizadores intermedios en el alma

13.2.7.3 Soldaduras de los rigidizadores

Las soldaduras de filete que conectan los rigidizadores al alma de la viga eslabón se diseñarán para una resistencia minorada igual a A_{sf} / F_y , siendo A_{sf} el área del rigidizador. La resistencia minorada de la soldadura de filete que une el rigidizador a las alas se diseñará para resistir una fuerza igual a $0.25 A_{sf} F_y$.

13.3 VIGA COLECTORA

13.3.1 Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas

Para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento, la solicitaciones mayoradas en la viga colectora será por lo menos 1.1 veces las fuerzas generadas por la resistencia teórica al corte esperado

de la viga eslabón, es decir, $1.1 R_y V_t$. Para efectos del cálculo de la resistencia minorada de la viga colectora, se permitirá incrementar su resistencia teórica multiplicándola por el factor R_y .

13.3.2 Arriostramiento lateral

Para mantener la estabilidad de la viga colectora, se arriostará lateralmente donde el análisis lo indique. El arriostramiento o soporte lateral se dispondrán en ambas alas de la viga y cada uno de ellos se diseñará para una sollicitación mayorada de por lo menos el dos por ciento (2.0 %) de la resistencia teórica del ala de la viga calculada como $F_y b_f t_f$.

13.4 ARRIOSTRAMIENTOS DIAGONALES

13.4.1 Relación ancho / espesor

Los arriostramientos diagonales cumplirán con los valores límites de las relaciones ancho/ espesor para sección compacta, λ_p , de la Tabla 4.1.

13.4.2 Sollicitaciones mayoradas y resistencias minoradas

La sollicitación combinada de fuerza normal y momentos en el arriostramiento diagonal será igual a las fuerza normal y momentos generados por la resistencia teórica al corte esperado en la viga eslabón multiplicado por 1.25 para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento en la viga eslabón, es decir, $1.25 R_y V_t$; la resistencia cortante teórica V_t se ha definido en el Artículo 13.2.5. Las resistencias minoradas de los arriostramientos diagonales, determinadas conforme al Capítulo 15, excederán las sollicitaciones mayoradas anteriormente mencionadas.

13.5 CONEXIONES

13.5.1 Conexiones viga eslabón - columna

Donde una viga eslabón se conecta a una columna se cumplirá con los requisitos adicionales de las siguientes Secciones:

1 Diseño de la conexión

El diseño de la conexión viga eslabón – columna se basará en los resultados de ensayos bajo cargas cíclicas que demuestren que la misma posee una capacidad de rotación veinte por ciento (20%) mayor que la calculada para la deriva de diseño. La aprobación de los resultados experimentales estará sujeta al cumplimiento de los requisitos establecidos en las Subsecciones 11.4.4.1. y 11.4.4.2 , excepto la medición del ángulo de rotación inelástica, que será como se ha descrito en la Sección 13.2.6 .

2 Conexiones reforzadas

En la conexión viga – columna donde el refuerzo en el extremo de la viga eslabón evite la cedencia de la viga en la longitud reforzada, se permitirá considerar como viga eslabón el segmento comprendido entre el final del refuerzo y la conexión al arriostramiento. Donde se utilicen tales vigas eslabón y su longitud no exceda $1.6 M_p / V_p$, no se exigirán ensayos cíclicos de la conexión reforzada cuando la resistencia minorada de la sección reforzada y la de la conexión igualan o exceden la sollicitación mayorada calculada según la la Sección 13.4.2. En el interfase de la viga eslabón y el refuerzo de la conexión se colocarán rigidizadores en toda la altura de la viga conforme a lo dispuesto en la Subsección 13.2.7.1.

13.5.2 Conexiones viga colectora - columna

Se permitirá diseñar las conexiones viga colectora - columna como articulada en el plano del alma. La conexión se diseñará para resistir una torsión mayorada con respecto al eje longitudinal de la viga, calculada con base en dos fuerza iguales y opuestas actuando lateralmente sobre sus alas, con una magnitud de por lo menos el dos por ciento (2.0 %) de la resistencia teórica del ala de la viga, calculada como $F_{ye} b_f t_f$.

13.5.3 Conexión arriostramiento diagonal – viga eslabón

En la conexión del arriostramiento diagonal con la viga eslabón, la intersección de sus ejes deberá quedar dentro de la viga eslabón o en uno de sus extremos.

En una conexión arriostramiento diagonal - viga eslabón, la sollicitación mayorada en el extremo del arriostramiento será por lo menos igual a la resistencia teórica esperada del arriostramiento, tal como se ha definido en la Sección 13.4.2. Ninguna parte de esta conexión se podrá extender sobre la longitud de la viga eslabón. Si el arriostramiento resiste una parte del momento del extremo de la viga eslabón, la conexión deberá diseñarse como conexión totalmente restringida, Tipo TR.

13.6 COLUMNAS

Adicionalmente a los requisitos de la Sección 15.5.1, la sollicitación mayorada sobre las columnas se determinará para las combinaciones de sollicitaciones (10-6) y (10-7), excepto que los momentos y las fuerzas normales introducidas a la columna en la conexión de una viga eslabón o el arriostramiento no serán menores que las generadas por la resistencia teórica esperada de la viga eslabón, amplificadas por 1.1 para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento. La resistencia teórica esperada en la viga eslabón es $R_y V_t$, donde V_t se ha definido en la Sección 13.2.5.

PARTE 3 DISEÑO DE MIEMBROS

CAPÍTULO 14 MIEMBROS A TRACCIÓN

14.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará a los miembros prismáticos solicitados por tracción normal causada por fuerzas que actúan a lo largo de su eje baricéntrico. Para miembros solicitados por tensiones combinadas de tracción normal y flexión, véase el Capítulo 15. Para las barras roscadas, véase el Capítulo 21. Para la resistencia por bloque de corte de las conexiones extremas de miembros traccionados, véase la Sección 21.14.3. Para la resistencia de diseño a tracción de los elementos conectores, véase el Artículo 21.15. Para el diseño por fatiga, véase el Apéndice D.

14.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

A menos que en esta Norma se especifique de otra manera, la longitud de diseño de los miembros traccionados normalmente, L , será la longitud no arriostrada lateralmente, definida como la distancia entre los baricentros de los miembros que los restringen lateralmente.

14.3 RELACIÓN DE ESBELTEZ

La relación de esbeltez de los miembros traccionados será su longitud no arriostrada, L , dividida por el correspondiente radio de giro, r , es decir L/r .

La relación de esbeltez de los miembros traccionados distintos a las barras, preferentemente no excederá de 300. Este límite puede ser obviado cuando se disponen de otros medios para controlar la flexibilidad, el combamiento, la vibración y el aflojamiento que puedan ocurrir durante las condiciones de servicio de la estructura o cuando pueda demostrarse que no perjudica el desempeño de la estructura o el conjunto del cual el miembro forma parte.

14.4 RESISTENCIA

La resistencia minorada de los miembros sometidos a tracción, $\phi_t N_t$, será el menor valor que se obtenga de considerar los estados límite de cedencia en la sección del área total y de fractura en la sección del área neta efectiva.

(1) Cedencia en la sección del área total

$$\phi_t = 0.90$$

$$N_t = F_y A \quad (14-1)$$

(2) Fractura en la sección del área neta efectiva

$$\phi_t = 0.75$$

$$N_t = F_u A_e \quad (14-2)$$

donde:

A = Área total de la sección transversal del miembro.

A_e = Área neta efectiva, calculada según el Artículo 7.3.

N_t = Resistencia teórica a tracción normal.

φ_t = Factor de minoración de la resistencia teórica.

Para el diseño de los miembros sin perforaciones conectados completamente por medios de soldaduras, se utilizará la fórmula (14-2), usando como área neta efectiva el valor definido en el Artículo 7.3. Cuando existan agujeros en un miembro con conexiones soldadas, o cuando las conexiones soldadas sean soldaduras de tapón o de ranura, en la fórmula (14-2) se utilizará el área neta calculada a través de la sucesión de agujeros, tal como se definió en el Artículo 7.2.

14.5 MIEMBROS COMPUESTOS

Los miembros traccionados constituidos por dos o más perfiles o planchas, separados unos de otros por planchas de relleno intermitentes, se conectarán entre sí en los sitios donde se colocan los rellenos a intervalos tales que la relación de esbeltez de cada uno de los elementos componentes entre conectores no exceda de 300. La separación longitudinal de los conectores que conectan una plancha y un perfil en un miembro compuesto sometido a tracción, o dos planchas componentes en contacto entre ellas será la indicada en los Artículos 22.4 y 22.5.

En los lados abiertos de los miembros compuestos sometidos a tracción pueden utilizarse tanto planchas de cubierta con agujeros de acceso como presillas sin rejillas. Las presillas tendrán una longitud no menor que dos tercios de la distancia entre las líneas de conectores o soldaduras que los unen a los componentes del miembro, y su espesor no será inferior a 0.02 veces la distancia entre esas líneas. La separación longitudinal de sus conectores o soldaduras intermitentes no excederá de 150 mm. La separación de las presillas será tal que la relación de esbeltez de cualquier elemento componente entre ellas no sea superior a 300.

14.6 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

El diseño de las bielas simples, constituidas por barras o planchas de espesor uniforme sin refuerzo en la zona del agujero para el pasador, cumplirá con los requisitos de la Sección 14.6.1. Las

bielas que tienen espesor diferente en la zona de los agujeros para los pasadores se denominan bielas compuestas y se diseñarán al igual que las planchas conectadas con pasadores de acuerdo a la Sección 14.6.2.

Tanto en las bielas simples como en las bielas compuestas y en las planchas conectadas con pasadores, se podrán obviar las limitaciones de espesor cuando se provean tuercas externas para apretar las planchas del pasador y las de relleno hasta ponerlas en ajustado contacto.

14.6.1 Bielas simples

14.6.1.1 Requisitos dimensionales

Los extremos de las bielas, denominados aquí como cabezas, serán circulares y de periferia concéntrica con el agujero del pasador.

El radio de transición entre la cabeza y el cuerpo de la biela será igual o mayor que el diámetro exterior de la cabeza.

El ancho del cuerpo de las bielas no excederá de 8 veces su espesor, el cual no será inferior a 12 mm.

El área de la sección neta de la cabeza, medida a través del agujero del pasador y considerada perpendicularmente al eje del miembro, no será menor que 1.33 ni mayor de 1.50 veces el área de la sección transversal del cuerpo de la biela.

El diámetro del pasador no será menor de 0.9 veces el ancho del cuerpo. El diámetro del agujero del pasador no excederá al diámetro de éste en más de 0.8 mm. Cuando se utilicen aceros con una tensión cedente mayor de 4920 kgf/cm^2 , el diámetro del agujero de los pasadores no será superior a 5 veces el espesor de la plancha y el ancho del cuerpo se reducirá proporcionalmente.

14.6.1.2 Resistencia

La resistencia minorada de las bielas simples se determinará de conformidad con el Artículo 14.4, tomando como área total, A , la sección transversal del cuerpo.

14.6.2 Bielas compuestas y planchas conectadas con pasadores

14.6.2.1 Requisitos dimensionales

El agujero del pasador se localizará equidistante de los bordes del miembro en la dirección normal a la fuerza aplicada.

Los miembros unidos con pasadores estarán formados por elementos de planchas cuyas cabezas pasador pueden ser no necesariamente redondas. Las esquinas de las planchas unidas con pasadores se pueden cortar a 45° respecto al eje del miembro, siempre que el área de la sección neta en el extremo del agujero para el pasador situado en un plano perpendicular al corte no sea menor que la requerida sobre el extremo del eje del miembro.

El diámetro del pasador no será menor de 0.9 veces el ancho del cuerpo. El diámetro del agujero del pasador no excederá al diámetro de éste en más de 0.8 mm. Cuando se utilicen aceros con una tensión

cedente mayor de 4920 kgf/cm^2 , el diámetro del agujero de los pasadores no será superior a 5 veces el espesor de la plancha y el ancho del cuerpo se reducirá proporcionalmente.

El ancho de la plancha en el extremo del agujero del pasador no será menor que el ancho efectivo a ambos lados del agujero del pasador. El área de la sección neta en el extremo del agujero del pasador, medida sobre el eje del miembro, no será menor que 0.7 veces el área de la sección neta a través del agujero requerida por la Subsección 14.6.2.2.

14.6.2.2 Resistencia

La resistencia minorada de un miembro conectado con pasador, ϕN_t , será el menor valor dado por los siguientes estados límites:

a) Tracción sobre el área neta efectiva

$$\begin{aligned}\phi &= \phi_t = 0.75 \\ N_t &= 2 t b_{ef} F_u\end{aligned}\tag{14-3}$$

b) Corte sobre el área efectiva

$$\begin{aligned}\phi &= \phi_{sf} = 0.75 \\ N_t &= 0.6 A_{sf} F_y\end{aligned}\tag{14-4}$$

c) Aplastamiento sobre el área proyectada del pasador, según las disposiciones del Artículo 21.16.

d) Cedencia en la sección total calculada con la Fórmula (14-1).

En estas fórmulas

$$A_{sf} = 2 t (b + 0.5 d_p).$$

b = Distancia más corta entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de fuerza aplicada.

b_{ef} = $2 t + 1.6 \text{ cm}$, pero no mayor que la distancia entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de fuerza aplicada.

d_p = Diámetro del pasador en cm.

t = Espesor de la plancha en cm.

CAPÍTULO 15 MIEMBROS A COMPRESIÓN

15.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará a los miembros prismáticos sometidos a compresión normal aplicada en su baricentro. El diseño de los miembros con secciones de altura variable linealmente se trata en el Capítulo 19 y la resistencia de los miembros flexocomprimidos se determinará según las disposiciones del Capítulo 15. Las columnas mixtas acero - concreto se tratan en el Capítulo 26.

15.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

15.2.1 Longitud efectiva

Los miembros comprimidos se diseñarán a partir de su longitud efectiva kL , definida como el producto del factor de longitud efectiva, k , y la longitud no arriostrada lateralmente, L . A menos que en esta Norma se especifique de otra manera, la longitud no arriostrada, L , se tomará como la longitud del miembro comprimido entre los centroides de los miembros que lo restringen. La longitud no arriostrada puede ser diferente para cada uno de los ejes del miembro comprimido. En la base de las edificaciones de múltiples entrepisos, L se tomará como la distancia entre el tope de la plancha base al centro de los miembros que restringen a la columna en el nivel inmediatamente superior.

15.2.2 Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazabilidad impedida

En los pórticos donde la estabilidad lateral se suministra por medio de una adecuada vinculación a un arriostramiento diagonal, a muros estructurales, a una estructura adyacente con suficiente estabilidad lateral, a entrepisos o cubiertas de techos sujetos horizontalmente mediante muros o sistemas de arriostramientos paralelos al plano del pórtico, así como en las celosías, el factor de longitud efectiva, k , para los miembros comprimidos se tomará igual a 1.0, a menos que un análisis más preciso demuestre que se puede utilizar un valor menor.

15.2.3 Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazabilidad permitida

En los pórticos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a flexión de las vigas y columnas rígidamente conectadas, la longitud efectiva kL de los miembros comprimidos determinada mediante métodos analíticos no será inferior a la longitud no arriostrada real.

15.3 RELACIÓN DE ESBELTEZ

La relación entre la longitud efectiva de un miembro comprimido normalmente respecto al radio de giro, ambos referidos al mismo eje de flexión, se denomina relación de esbeltez. En la relación de esbeltez de un miembro comprimido normalmente, la longitud se tomará como su longitud efectiva kL y r como el correspondiente radio de giro. Las relaciones de esbeltez kL/r de los miembros comprimidos no excederán, preferiblemente, de 200, salvo las restricciones de esbeltez establecidas en la Subsección 11.4.8.2 para las columnas en conexiones no soportadas lateralmente y en el Capítulo 12 para los arriostramientos de pórticos con diagonales concéntricas.

15.4 DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO

Con las limitaciones establecidas en el Artículo 1.6, se permitirá el diseño por análisis plástico cuando el parámetro de esbeltez de la columna λ_c , definido por la fórmula (15-4), no excede de 1.5 k.

15.5 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La resistencia minorada a compresión, $\phi_c N_t$, será el menor valor que se obtenga de analizar los posibles modos de pandeo flexional, torsional y flexotorsional de la sección del miembro comprimido normalmente. El pandeo local se ha incluido en la formulación de los modos de pandeo mediante el factor de reducción por efecto de pandeo local ϕ_{as} .

15.5.1 Requisitos sismorresistentes

En las columnas de los sistemas resistentes a sismos cuando $N_u / \phi_c N_t > 0.4$ se cumplirá con los siguientes requisitos:

- La sollicitación mayorada de compresión normal, en ausencia de cualquier momento aplicado, se determinarán de la combinación de acciones (10-9).
- La sollicitación mayorada a tracción normal, en ausencia de cualquier momento aplicado, se determinará de la combinación de acciones (10-10).
- Las sollicitaciones mayoradas calculadas en a) y b) no excederán ninguno de los siguientes valores:
 - La máxima carga transferida a la columna considerando 1.1 R_y veces la resistencia teórica de la viga conectada o de los miembros de arriostramiento de la estructura.
 - El valor límite determinado por la capacidad del sistema de fundación para resistir el levantamiento por volcamiento.

15.5.2 Resistencia a compresión por pandeo flexional

La resistencia minorada por pandeo flexional de los miembros comprimidos será $\phi_c N_t$ donde: $\phi_c = 0.85$. Alternativamente, en el caso de perfiles L cuando se utilice el Apéndice C, $\phi_c = 0.90$.

$$N_t = A F_{cr} \quad (15-1)$$

- a) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as} \lambda_c^2 \right) F_y \quad (15-2)$$

b) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (15-3)$$

donde:

$$\lambda_c = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (15-4)$$

L = Distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro.

r = Radio de giro que controla el diseño tomado con respecto al plano de pandeo,

ϕ_{as} = Coeficiente de reducción por efecto de pandeo local.

$\phi_{as} = 1.0$ en secciones donde la relación ancho / espesor de sus elementos no excede el valor límite de λ_r dado en la Tabla 4.1.

$\phi_{as} = \phi_a \phi_s$ en secciones con elementos esbeltos cuya relación ancho / espesor excede el valor límite de λ_r dado en la Tabla 4.1. Véase el Apéndice A.

15.5.3 Resistencia a compresión por pandeo torsional o pandeo flexotorsional

La resistencia minorada de los miembros comprimidos determinada por los modos de pandeo torsional y flexotorsional será $\phi_c N_t$, donde:

$$N_t = A F_{cr} \quad (15-1)$$

donde

A = Área total de la sección transversal del miembro, cm².

$\phi_c = 0.85$; alternativamente para los perfiles L diseñados con el Apéndice C, $\phi_c = 0.90$.

La tensión crítica teórica F_{cr} se determinará de la siguiente manera:

a) Cuando $\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as} \lambda_e^2 \right) F_y \quad (15-5)$$

b) Cuando $\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \quad (15-6)$$

donde:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (15-7)$$

La tensión F_e , se calculará de acuerdo con la simetría de la sección transversal del miembro comprimido, como se indica a continuación:

- Para perfiles doblemente simétricos o de simetría puntual F_e es igual a la tensión crítica de pandeo elástico por torsión, $F_e = F_{ez}$.
- Para perfiles de un solo eje de simetría, suponiendo que el eje Y es el eje de simetría, F_e es igual a la tensión crítica de pandeo elástico por flexotorsión, $F_e = F_{ft}$
- Para perfiles asimétricos, F_e será la tensión de pandeo elástico por flexotorsión determinada como la menor raíz cúbica de la siguiente ecuación:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0 \quad (15-8)$$

En las fórmulas precedentes:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(k_x L / r_x\right)^2} \quad (15-9)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(k_y L / r_y\right)^2} \quad (15-10)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{\left(k_z L_t\right)^2} + GJ \right] \frac{1}{A r_o^2} \quad (15-11)$$

$$F_{ft} = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2\beta} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}\beta}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (15-12)$$

con

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + r_x^2 + r_y^2 \quad (15-13)$$

$$\beta = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \quad (15-14)$$

donde:

C_w = Constante de alabeo.

J = Constante de torsión.

L = Longitud no arriostrada lateralmente.

k_x, k_y = Factores de longitud efectiva para pandeo flexional en las direcciones x e y.

k_z = Factor de longitud efectiva para pandeo por torsión.

r_x, r_y = Radios de giro con respecto a los ejes principales.

\bar{r}_o = Radio de giro polar respecto al centro de corte.

x_o, y_o = Coordenadas del centro de corte de la sección transversal.

15.6 RESISTENCIA A FLEXIÓN

En los pórticos no arriostrados del sistemas resistente a sismos con Nivel de Diseño ND2 o ND3, las columnas concurrentes a los nodos cumplirán con los requisitos de la Sección 11.4.7.

15.7 EMPALMES DE COLUMNAS

Los empalmes de las columnas cumplirán con los requisitos de la Sección 21.7.

15.8 MIEMBROS COMPUESTOS

En los extremos de los miembros compuestos comprimidos que se apoyen en planchas de repartición o superficies precisamente planas todos los componentes que estén en contacto entre sí se conectarán por soldaduras continuas de longitud no inferior al ancho máximo del miembro o por pernos separados longitudinalmente no más de 4 diámetros, hasta una distancia igual a 1.5 veces el ancho máximo del miembro.

La separación longitudinal de los pernos intermedios o las soldaduras intermitentes en los miembros compuestos será la adecuada para transmitir las fuerzas calculadas. La separación longitudinal de los pernos que conectan una plancha y un perfil en un miembro compuesto sometido a tracción, o dos planchas componentes en contacto entre sí será la indicada en los Artículos 22.4 y 22.5.

Donde un componente de un miembro compuesto comprimido consiste de una plancha exterior, la separación máxima no excederá el espesor de la plancha exterior más delgada multiplicado por $0.73\sqrt{E/F_y}$ cuando se coloquen pernos en cada sección a lo largo de todas las líneas longitudinales de éstos, o cuando se provean soldaduras intermitentes a lo largo de los bordes de las piezas componentes; pero en ningún caso esta separación será superior a 300 mm. Cuando los pernos o soldadura se dispongan en tresbolillo, la separación máxima sobre cada línea longitudinal de éstos no excederá el espesor de la plancha exterior más delgada multiplicada por $1.10\sqrt{E/F_y}$ ni de 450 mm.

Los miembros comprimidos compuestos por dos o más perfiles separados entre sí mediante planchas de relleno intermitentes, deberán estar conectados entre sí en estos rellenos a intervalos, a , tales que la relación de esbeltez ka/r_i de cada perfil, entre los conectores no exceda 0.75 veces la relación de esbeltez que controla el diseño del miembro compuesto en su totalidad. Al calcular la relación de esbeltez de cada componentes se utilizará su radio de giro mínimo r_i . Las conexiones extremas serán soldadas o empernadas con pernos totalmente tensionados sobre superficies libres de cascarilla de laminación o limpiadas con chorro de arena para garantizar superficies con acabados Clase A.

La resistencia de los miembros compuestos de dos o más perfiles se determinará según las disposiciones del Artículo 15.5, pero con la siguiente modificación. Si el modo de pandeo implica deformaciones relativas que produzcan fuerzas de corte en los conectores de los perfiles individuales, la relación kL/r se reemplazará por la relación de esbeltez modificada, $(kL/r)_m$, calculada de la siguiente manera:

1- Para pernos ajustados:

$$(kL/r)_m = \sqrt{(kL/r)_o^2 + (a/r_i)^2} \quad (15-15)$$

2- Para soldaduras o pernos completamente apretados como se requiere en uniones que trabajan por fricción:

$$(kL/r)_m = \sqrt{(kL/r)_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1+\alpha)^2} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \quad (15-16)$$

donde:

a = Distancia entre medios de unión.

a/r_i = La mayor relación de esbeltez de los componentes individuales.

a / r_{ib} = Relación de esbeltez de los componentes individuales relativos a su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo.

h = Distancia entre los baricentros de los componentes individuales perpendiculares al eje de pandeo del miembro.

$(kL / r)_m$ = Relación de esbeltez modificada del miembro compuesto.

$(kL / r)_o$ = Relación de esbeltez del miembro compuesto actuando como una unidad.

r_i = Radio de giro mínimo del componente individual.

r_{ib} = Radio de giro de los componentes individuales referidos a su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo.

α = Relación de separación calculada como $h / 2 r_{ib}$.

En los extremos de miembros compuestos sometidos a compresión que se apoyan en placas de asiento o superficies cepilladas, todas las componentes en contacto entre sí deberán conectarse por medio de soldaduras que tengan una longitud no inferior al ancho máximo del miembro, o por miembros espaciados longitudinalmente, a intervalos que no sobrepasen cuatro diámetros en una distancia de 1.5 veces el ancho máximo del miembro.

Los lados abiertos de los miembros comprimidos compuestos de planchas o perfiles se enlazarán por medio de planchas de cubierta perforadas con una sucesión de agujeros de acceso. El ancho de tales planchas en los agujeros de acceso, como se definió en la Tabla 4.1(b), se supone contribuyente a la resistencia de diseño, cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- (1) La relación ancho / espesor es menor de $0.18\sqrt{E / F_y}$.
- (2) La relación entre la longitud (en la dirección de las tensiones) respecto al ancho del agujero no excede de dos (2).
- (3) La distancia libre entre los agujeros en la dirección de las tensiones no es menor que la distancia perpendicular entre las líneas más próximas de conectores o soldaduras.
- (4) La periferia de los agujeros tiene en todos sus puntos un radio mínimo de 40 mm.

Como alternativa a las planchas de cubierta perforadas, los lados abiertos de los miembros comprimidos compuestos de planchas o perfiles se enlazarán mediante rejillas y se dispondrán adicionalmente presillas en cada extremo, así como en puntos intermedios si las rejillas se interrumpen. Las presillas estarán tan cerca de los extremos como sea posible. En los miembros principales que soporten las cargas de diseño, las presillas extremas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro, y la longitud de las presillas intermedias no será inferior a la mitad de esta distancia. El espesor de las presillas no será menor de 0.02 veces la distancia entre las líneas de pernos o soldaduras que las unen a los

segmentos de los miembros. En las estructuras soldadas, la soldadura en cada línea que conecta a una presilla totalizará no menos de un tercio de la longitud de la plancha. En las estructuras empernadas, la separación longitudinal entre pernos en las presillas no será superior a 6 diámetros y éstas se conectarán a cada segmento al menos con tres pernos.

Las rejillas, incluyendo barras planas, ángulos, canales u otros perfiles empleados como enrejado, estarán separadas de tal manera que la relación de esbeltez L/r del ala incluida entre sus conexiones no será superior a la esbeltez que controla al miembro completo. Las rejillas se dimensionarán para resistir una fuerza cortante perpendicular al eje del miembro igual al dos por ciento (2 %) de su fuerza de compresión. Por otra parte, la relación L/r para las barras del enrejado dispuestas en sistemas de rejilla sencilla no excederá de 140, mientras que para sistemas de rejillas doble esta relación no superará de 200, debiéndose entonces unir las barras en sus intersecciones. En las barras del enrejado que estén sometidas a compresión se considerará que L es la longitud no soportada de éstas entre los conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro compuesto en el caso de rejillas sencillas, y que L es 0.70 veces esa distancia para rejillas dobles. La inclinación de las barras del enrejado respecto al eje del miembro será preferiblemente no menor de 60° para el caso de rejillas sencillas y de 45° para rejillas dobles. Cuando la distancia entre las líneas de pernos o soldaduras en las alas sea mayor de 400 mm, la rejilla será preferiblemente doble o se hará con ángulos. La separación entre los pernos cumplirá con los requisitos adicionales del Capítulo 22.

15.9 MIEMBROS COMPRIMIDOS CONECTADOS CON PASADORES

Los miembros conectados con pasadores y sus conexiones se diseñarán cumpliendo los requisitos del Artículo 14.6, excepto que no se aplicarán las fórmulas (14-3) y (14-4).

15.10 BASES DE COLUMNAS

Se tomarán las precauciones apropiadas para transferir al sistema de fundación las cargas y momentos de las columnas. El aplastamiento en los apoyos de concreto cumplirá con las disposiciones de la Sección 21.16.2.

15.10.1 Nivelación

Las bases de las columnas se nivelarán a su cota correcta para que queden en pleno contacto con el pedestal.

15.10.2 Acabados

Las bases de las columnas y las planchas de repartición se acabarán según los siguientes requisitos:

- 1) Las planchas de repartición de acero laminado cuyo espesor no exceda de los 50 mm se podrá usar sin desbastar, siempre que se obtenga una superficie de contacto satisfactoria. Cuando el espesor esté comprendido entre 50 y 100 mm, éstas se podrán enderezar prensándolas o, si no se dispone de una prensa, desbastando todas las superficies de contacto (con la excepción de los párrafos (2) y (3) siguientes), a fin de lograr una superficie de contacto adecuada. Si el espesor es superior a los 100 mm, las planchas de repartición tendrán que desbastarse en todas sus superficies de contacto, excepto en los casos previstos en los párrafos (2) y (3).

- 2) No se requiere desbastar las superficies inferiores de las planchas de repartición ni de las bases de columnas cuando se inyecta mortero para asegurar un contacto pleno de la fundación.
- 3) No se requiere desbastar las superficies superiores de las planchas de repartición cuando éstas sean soldadas con soldadura de penetración completa a las columnas.

15.10.3 Pernos de anclaje y barras embebidas

Los pernos de anclaje y barras embebidas se diseñarán para resistir todas las condiciones de tracción y corte en las bases de las columnas, incluyendo las tracciones debidas a los momentos flectores que puedan originarse como resultado del empotramiento total o parcial de las columnas, de acuerdo con los criterios de las Normas del American Concrete Institute, ACI, o Prestressed Concrete Institute, PCI.

Cuando se utilicen los factores de cargas y las combinaciones dadas en el Capítulo 10, se ajustarán los factores de minoración ϕ especificados por el ACI. Este ajuste se basará en la relación existente entre los factores de mayoración dados en el Capítulo 10 y los del ACI.

**TABLA 15.1 PERNOS DE ANCLAJES
LONGITUDES DE ANCLAJE Y DISTANCIA MÍNIMA A LOS BORDES**

Pernos de anclaje	Longitud mínima de embutimiento	Distancia mínima a los bordes
A307, A36	12d	5d > 100 mm
A325, A490	17d	7d > 100 mm

Nota: d es el diámetro del perno o de la barra de anclaje.

15.11 ARRIOSTRAMIENTOS

Las columnas individuales pueden ser arriostradas en puntos intermedios de su longitud mediante sistemas de arriostramientos relativos o nodales. Se supone que los arriostramientos nodales están igualmente espaciados en toda la columna. La demanda de resistencia y rigidez de la presente Sección podrá ser sustituida por un análisis de segundo orden que incluya la desviación de la rectitud del miembro.

- a) Arriostramiento relativo

La resistencia a las fuerzas normales mayoradas:

$$N_{br} = 0.004 \sum N_u \quad (15-17)$$

Rigidez del arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{2 \sum N_u}{\phi L_b} \quad (15-18)$$

b) Arriostramiento nodal

La resistencia a las fuerzas normales mayoradas:

$$N_{br} = 0.001 N_u \quad (15-19)$$

Rigidez del arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{8 N_u}{\phi L_b} \quad (15-20)$$

donde

$\sum N_u$ = Sumatoria de las fuerzas normales mayoradas.

L_b = Distancia entre arriostramientos.

$\phi = 0.75$

Cuando la separación entre los puntos arriostrados sea menor que L_g , la máxima longitud no arriostrada para que la capacidad de la columna sea igual a la calculada con $k = 1$, se permitirá tomar L_b igual a L_g en las fórmulas (15-18) y (15-20).

CAPÍTULO 16 MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTE

16.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará al diseño por flexión de los miembros prismáticos de acero con almas cuya relación ancho / espesor del alma, h / t_w es menor o igual que el valor límite $\lambda_r = 5.61\sqrt{E / F_y}$ dado en la Tabla 4.1(b). El diseño por flexión de los miembros con alma esbelta, es decir, con una relación $h / t_w > \lambda_r$ se trata en el Capítulo 17.

El diseño a flexión de los miembros de altura variable linealmente se hará conforme al Capítulo 19; el de las vigas armadas según el Capítulo 17, y el de los ángulos simples según el Apéndice C.

Los miembros sometidos a solicitaciones combinadas se diseñarán conforme al Capítulo 18. Se cumplirán las disposiciones del Apéndice D, cuando las solicitaciones de fatiga sean un requisito de diseño.

El diseño de las vigas mixtas acero - concreto se trata en el Capítulo 28.

Las vigas de celosía que formen parte de los pórticos del sistema resistente a sismos cumplirán con los requisitos del Artículo 11.5.

16.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

Las vigas cumplirán con las disposiciones del Artículo 9.2 y la Sección 15.2.2. Cuando sean diseñadas por análisis plástico cumplirán con lo dispuesto en la Sección 16.2.3.

16.2.1 Miembros simplemente apoyados

En las vigas diseñadas como simplemente apoyadas, la longitud de diseño será la distancia entre los baricentros de los miembros a los cuales entregan sus reacciones. Alternativamente, la luz de las vigas podrán ser tomada como la longitud de tales miembros medida entre los baricentros de las conexiones de sus extremos. En todos los casos, el diseño de las columnas u otros miembros soportantes tomará en consideración cualquier momento o excentricidad significativa que resulte de su vinculación con la viga.

16.2.2 Miembros continuos

En los miembros flexionados diseñados como continuos, la longitud de diseño será la distancia entre los baricentros de los miembros soportantes. Las vigas y celosías diseñadas bajo la hipótesis de empotramiento total o parcial, debido a la continuidad, semicontinuidad o acción de voladizo, así como los miembros a los cuales se conectan, se diseñarán para resistir las fuerzas, cortes y momentos mayorados que se generen por la restricción y otras fuerzas mayoradas, excepto que como condición de diseño de las conexiones se acepte alguna deformación inelástica autolimitada. Véase el Artículo 9.2.

16.2.3 Longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico

Según el Artículo 1.6, se permitirá el diseño por análisis plástico de las vigas de sección compacta flectadas alrededor de su eje de mayor inercia cuando la distancia lateral no soportada del ala comprimida L_b desde las secciones arriostradas donde se forman las rótulas plásticas asociadas al mecanismo de falla a otras secciones adyacentes arriostradas similarmente, no exceda el valor de L_{pd} , determinado por las Fórmulas (16-1) o (16-2):

- (a) Para miembros en forma de I con uno o dos ejes de simetría, y cuya ala comprimida sea igual o mayor que el ala traccionada (incluyendo miembros híbridos) cargados en el plano del alma.

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.074 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (16-1)$$

donde:

F_y = Tensión cedente mínima especificada del ala comprimida.

M_1 = El menor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no arriostrado lateralmente de una viga.

M_2 = El mayor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no arriostrado lateralmente de una viga.

M_1/M_2 = Es positivo cuando los momentos causan doble curvatura y negativo cuando la curvatura es simple.

r_y = Radio de giro con respecto al eje menor de la sección.

- (b) Para barras rectangulares sólidas o vigas cajón simétricas

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (16-2)$$

Las limitaciones del valor de L_b no tienen que cumplirse en los miembros flexionados alrededor de su eje de menor momento de inercia ni en las secciones cerradas.

En la región donde se formará la última rótula, como en las zonas no adyacentes a las rótulas plásticas, la resistencia de diseño se calculará conforme a la Subsección 16.3.2.3.

16.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

16.3.1 Alcance

Este Artículo se aplicará a los perfiles de acero de sección homogéneos e híbridos con al menos un eje de simetría y que estén solicitados a flexión simple alrededor de uno de sus ejes principales. En la flexión simple, la viga está cargada en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o la viga está impedida de rotar en los puntos aplicación de las cargas puntuales y en los apoyos.

Las disposiciones de pandeo lateral torsional contempladas en este Artículo están limitadas a perfiles de doble simetría, canales, ángulos dobles y perfiles te. El pandeo lateral torsional de perfiles con un solo eje de simetría, se trata en el Apéndice B. El diseño de las vigas de sección asimétrica y las vigas solicitadas simultáneamente por flexión y torsión, se trata en el Artículo 18.3. El diseño por flexión biaxial se contempla en el Artículo 18.2.

Salvo lo dispuesto en el Artículo 7.4, las vigas se diseñarán con las propiedades de su sección total.

16.3.2 Resistencia a flexión

La resistencia minorada a flexión será $\phi_b M_t$, donde ϕ_b es el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, M_t .

La resistencia teórica M_t , será el menor valor que se obtenga de analizar los estados límites de agotamiento resistente por pandeo local de las alas y/o alma, por cedencia, y por pandeo lateral torsional. La clasificación de las secciones según el Capítulo 4 facilita el análisis del pandeo local. Igualmente, las condiciones de arriostramiento lateral determinarán el comportamiento a pandeo lateral.

Se alcanzará el estado límite de agotamiento resistente por cedencia en las vigas de sección plástica o compacta arriostradas lateralmente, cuando la longitud entre arriostramientos, L_b , es menor o igual al valor de límite de la longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico, L_p , establecida en la Sección 16.2.3.

En las vigas de sección compacta no arriostradas lateralmente y en las secciones no compactas formadas por perfiles T y ángulos dobles dispuestos en T, se analizarán los momentos de cedencia y de pandeo lateral torsional. No se requiere analizar el estado límite de pandeo torsional en los miembros flexionados alrededor de su eje de menor momento de inercia ni en las secciones cerradas.

16.3.2.1 Pandeo local

El estado límite de agotamiento resistente por pandeo local de las alas y/o el alma de las secciones con elementos esbeltos será $\phi_b M_t$, donde ϕ_b es el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión M_t , calculada por las siguientes fórmulas para los siguientes límites de λ dados en el Apéndice B y la Tabla 4.1, respectivamente:

(a) Cuando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

El momento determinado por pandeo local de alas y/o almas será

$$M_t = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (16-3)$$

(b) Cuando $\lambda > \lambda_r$:

El momento determinado por pandeo local del ala será

$$M_t = M_{cr} = S F_{cr} < M_p \quad (16-4)$$

16.3.2.2 Cedencia

El estado límite de agotamiento resistente por cedencia será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0.90$.

Para diseño por análisis plástico, cuando $\lambda \leq \lambda_{pd}$, y para diseño por análisis elástico cuando $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_t = M_p \quad (16-5)$$

donde

M_p = Momento plástico teórico.

Para secciones homogéneas, $M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y$.

Para secciones híbridas, M_p se calculará de la distribución plásticas de las tensiones.

M_y = Momento correspondiente a la cedencia de la fibra extrema de una sección para una distribución elástica de las tensiones.

Para secciones homogéneas, $M_y = F_y S$.

Para secciones híbridas, $M_y = F_{yf} S$ siendo F_{yf} la tensión cedente del acero de las alas.

16.3.2.3 Pandeo Lateral Torsional

El estado límite de agotamiento resistente por pandeo lateral torsional será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0.90$ y la resistencia teórica M_t calculada para cada tipo de sección transversal y condiciones de arriostamiento lateral, como se indica en las siguientes Subsecciones. Este estado límite es aplicable solamente a los miembros solicitados a flexión alrededor de su eje mayor.

16.3.2.3.1 Secciones de Simetría Doble y Canales con $L_b \leq L_r$

La resistencia teórica a flexión se calculará como:

$$M_t = C_b \left[(M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq M_p \quad (16-6)$$

donde :

C_b = Coeficiente de modificación para diagramas de momento no uniforme, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga:

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_b + 3M_c} \quad (16.7)$$

donde

M_{\max} = Valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos.

M_a, M_b, M_c = Valores absolutos de los momento a la distancia de 0.25, 0.50 0.75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos, respectivamente.

Conservadoramente, puede tomarse el valor de $C_b = 1.0$ para todos los casos.

En las vigas en voladizo cuyo extremo libre no esté arriostrado se tomará $C_b = 1.0$.

L_b = Distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales del ala comprimida o desplazamientos torsionales de la sección transversal.

El valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar la capacidad de flexión plástica suponiendo una diagrama de momentos uniformemente distribuido ($C_b = 1.0$), L_p , se determinará como se indica a continuación:

(a) Para perfiles doble te, incluyendo secciones híbridas, y canales

$$L_p = 1.74r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (16-8)$$

(b) Para barras rectangulares y secciones cajón

$$L_p = \frac{1.26 * 10^{-3} E r_y}{M_p} \sqrt{JA} \quad (16-9)$$

El valor límite de la longitud sin arriostramiento lateral, L_r , y valor del momento de pandeo lateral correspondiente, M_r , se determinará de la siguiente manera:

(a) Para perfiles en forma de I de doble simetría y perfiles canal

$$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{C_2 F_L^2}} \quad (16-10)$$

$$M_r = F_L S_x \quad (16-11)$$

con

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{EGJA/2} \quad (16-12)$$

$$C_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (16-13)$$

C_1 = Factor de pandeo de viga definido por la fórmula (16-12), en kgf/cm^2 .

C_2 = Factor de pandeo de viga, definido por las fórmula (16-13), en $(1 / \text{kgf/cm}^2)^2$ o $\text{cm}^4 / \text{kgf}^2$.

F_L = Menor valor entre $(F_{yf} - F_r)$ y F_{yw} .

F_r = Tensión residual de compresión en el ala; igual a:
700 kgf/cm^2 para perfiles laminados en caliente, y 1160 kgf/cm^2 para perfiles soldados.

F_{yf} = Tensión de cedencia en las alas.

F_{yw} = Tensión de cedencia del alma.

Las fórmulas (16-8) y (16-10) se han calculado conservadoramente con $C_b = 1.0$.

(b) Para barras rectangulares sólidas y sección cajón

$$L_r = \frac{1.91 * 10^{-2} E r_y \sqrt{JA}}{M_r} \quad (16-14)$$

con $M_r = F_{yf} S_x$ (16-15)

16.3.2.3.2 Secciones de doble simetría y canales con $L_b > L_r$

La resistencia teórica a flexión será:

$$M_t = M_{cr} \leq M_p \quad (16-16)$$

donde el momento elástico crítico, M_{cr} , se calculará con las siguientes fórmulas:

(a) Para perfiles en forma de I de doble simetría y perfiles canal

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \quad (16-17)$$

$$= \frac{C_b S_x C_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{C_1^2 C_2}{2(L_b / r_y)^2}} \quad (16-17a)$$

(b) Para barras rectangulares sólidas y secciones tipo cajón simétricas

$$M_{cr} = \frac{1.91 * 10^{-2} E C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad (16-18)$$

16.3.2.3.3 Secciones T y ángulos dobles dispuestos en T

La resistencia teórica de las secciones T y de las vigas formadas por ángulos dobles dispuestos en T, cargadas en el plano de simetría será:

$$M_t = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} (B + \sqrt{1 + B^2}) \quad (16-19)$$

donde:

$M_t \leq 1.5 M_y$ para almas traccionadas.

$M_t \leq M_y$ para almas comprimidas.

$$B = \pm 2.3 \frac{d}{L_b} \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (16-20)$$

El signo (+) se aplicará cuando el alma está solicitada en tracción y el signo menos (-) cuando esté comprimida. Se usará el signo negativo para calcular el valor de B, si a lo largo de toda la longitud no arriostrada, el extremo libre del alma está comprimido.

16.4 DISEÑO POR CORTE

16.4.1 Alcance

Este Artículo se aplicará a las almas de las vigas que no estén reforzadas por rigidizadores, y es válida para las secciones de uno y dos ejes de simetría, incluyendo las vigas híbridas, y los perfiles canal solicitados por fuerzas cortantes en el plano del alma.

La resistencia minorada a corte de almas con rigidizadores y el diseño mismo de los rigidizadores se especifican en los Artículos 17.3 y 17.4, respectivamente. Los paneles del alma sometidos a cortes muy elevados se tratarán en el Artículo 20.8.

La resistencia minorada a corte en la dirección del eje débil en las secciones antes mencionadas, y en secciones asimétricas se regirá por las disposiciones del Artículo 18.3.

La resistencia minorada a corte en las conexiones se tratan en los Artículos 21.15 y 21.16.

16.4.2 Determinación del área del alma

El área del alma, A_w , será igual a la altura total del miembro, d , multiplicada por el espesor de su alma, t_w .

16.4.3 Resistencia al corte

La resistencia minorada a corte de las alma no rigidizadas, con una relación ancho / espesor $h / t_w \leq 260$, será $\phi_v V_t$, con

$$\phi_v = 0.90$$

$$V_t = 0.6 F_{yw} A_w C_v \quad (16-21)$$

Con los siguientes valores para C_v

Cuando $h / t_w \leq 2.40 \sqrt{E / F_{yw}}$

$$C_v = 1$$

Cuando $2.4\sqrt{E/F_{yw}} < h/t_w \leq 3.0\sqrt{E/F_{yw}}$

$$C_v = \frac{2.4\sqrt{E/F_{yw}}}{h/t_w} \quad (16-22)$$

Cuando $3.0\sqrt{E/F_{yw}} < h/t_w \leq 260$

$$C_v = \frac{7.38E}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \quad (16-23)$$

Alternativamente el diseño por corte podrá hacerse utilizando el concepto de campo de tracción con las fórmulas dadas en el Artículo 17.3.

16.5 VIGAS EN CELOSÍA

Las vigas de celosías que forman parte de los pórticos del sistema resistente a sismos se diseñarán para garantizar la formación de zonas de disipación de energía en el tramo de las vigas, evitándolas en las columnas o en las conexiones con ellas, según los requisitos de la Sección 11.5.

16.6 VIGAS CON PERFORACIONES EN EL ALMA

Se analizará el efecto que las perforaciones del alma en las vigas de acero y en las vigas mixtas acero - concreto tienen en la resistencia. Cuando las solicitaciones mayoradas excedan la resistencia neta del miembro en la perforación, ésta se reforzará adecuadamente.

16.7 PLANCHAS DE CUBIERTA EN LAS ALAS

Los espesores o anchos de las alas puede variarse empalmado una serie de planchas o utilizando planchas de cubierta. El área total transversal de las planchas de cubierta en las vigas empernadas o remachadas no excederá el setenta por ciento (70 %) del área total del ala.

Los pernos de alta resistencia o soldaduras que conecten las alas a las almas, o las planchas de cubierta a las alas, se dimensionarán de tal forma que resistan la fuerza cortante horizontal total resultante de la flexión de las vigas. La distribución longitudinal de estos pernos o soldaduras intermitentes estará en proporción con la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no será superior a la máxima permitida en los Artículos 14.5 y 15.8 para miembros en tracción y compresión, respectivamente. Adicionalmente los pernos o soldaduras que unan las alas a las almas se dimensionarán a fin de transmitir a éstas cualquier carga aplicada directamente sobre las alas, a menos que se tomen las medidas adecuadas para transmitir tales cargas por aplastamiento directo.

Cuando la naturaleza de las cargas sea tal que producen variaciones repetidas de tensiones, los conectores deberán dimensionarse de conformidad con los requisitos del Apéndice D.

Las planchas de cubierta de longitud parcial se extenderán más allá de la sección donde teóricamente son necesarias, y la longitud adicional se fijará a la viga por medio de pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico, o soldaduras de filete adecuadas, trabajando a la resistencia minorada aplicable especificada en el Artículo 23.9 y la Sección 22.9.3 o en el Apéndice D, para desarrollar parte de las tensiones por flexión en la viga correspondiente a la plancha de cubierta en la sección donde teóricamente se interrumpiría.

En el caso de planchas de cubierta soldadas, las soldaduras que conectan sus extremos a la viga en la longitud a' , que se define más adelante, serán adecuadas, trabajando a la resistencia minorada, para desarrollar la parte de las tensiones por flexión en la viga correspondiente a la plancha de cubierta en una distancia a' medida desde el extremo de la plancha. Esto puede requerir que el extremo de la plancha de cubierta se tenga que situar en una sección de la viga en la cual las tensiones por flexión sean menores que las que corresponden al punto de interrupción teórico. La longitud a' , medida desde el extremo de la plancha de cubierta será:

1. Una distancia igual al ancho de la plancha de cubierta, cuando exista una soldadura continua de tamaño igual o mayor que 0.75 del espesor de la plancha a través del extremo de la misma, y esta soldadura se continúe a lo largo de los dos bordes de la plancha en la longitud a' .
2. Una distancia igual a 1.5 veces el ancho de la plancha de cubierta, cuando exista una soldadura continua de tamaño menor que 0.75 del espesor de la plancha a través del extremo de la misma, y esta soldadura se continúe a lo largo de los dos bordes de la plancha en la longitud a' .
3. Una distancia igual a 2 veces el ancho de la plancha de cubierta, cuando no exista ninguna soldadura a través del extremo de la misma, pero sí soldaduras continuas a lo largo de los bordes de la pancha en la longitud a' .

16.8 MIEMBROS COMPUESTOS

Donde se utilizan dos o más vigas constituidas por perfiles I o canales para formar un miembro compuesto sometido a flexión, éstos deberán conectarse entre sí a intervalos no mayores de 150 mm. Para ello se pueden emplear pernos pasantes y separadores, con tal que en las vigas que tengan una altura de 300 mm o más se usen al menos dos pernos donde se sitúa cada separador. Cuando se transmitan o distribuyan cargas concentradas entre los perfiles componentes, se colocarán entre éstos diafragmas unidos con pernos o soldaduras que tengan la rigidez suficiente para transmitir tales cargas. Si las vigas están al descubierto, sus superficies interiores deberán estar selladas contra la corrosión, o su separación será lo suficientemente grande como para permitir su limpieza y pintura.

16.9 ARRIOSTRAMIENTOS

En las vigas los arriostramientos prevendrán el desplazamiento relativo entre sus alas, como ocurre en la torsión. La estabilidad lateral de las vigas será suministrado por arriostramiento lateral, arriostramiento torsional, o una combinación de ambos. En los miembro flexionados en doble curvatura no se considerará el punto de inflexión como un punto de arriostramiento.

La demanda de resistencia y rigidez del presente Artículo podrá ser sustituida por una análisis de segundo orden que incluya la desviación de la rectitud del miembro.

16.9.1 Arriostramiento lateral

El arriostramiento lateral se conectará cercano al ala comprimida, excepto en los voladizos donde el arriostramiento del extremo se conectará cerca del ala traccionada (ala superior). En la longitud a ser arriostrada de las vigas flexionadas en curvatura doble, los arriostramientos se conectarán en ambas alas en los puntos arriostrados.

c) Arriostramiento relativo

La resistencia a las fuerzas mayoradas

$$N_{br} = 0.004 M_u \alpha_{br} / h_o \quad (16-24)$$

Rigidez del arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{2.5 M_u \alpha_{br}}{\phi L_b h_o} \quad (16-25)$$

d) Arriostramiento nodal

La resistencia a las fuerzas mayoradas

$$N_{br} = 0.001 M_u \alpha_{br} / h_o \quad (16-26)$$

Rigidez del arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{10 M_u \alpha_{br}}{\phi L_b h_o} \quad (16-27)$$

En éstas fórmulas

C_d = 1.0 para flexión en curvatura simple; 2.0 en curvatura doble.

M_u = Momento mayorado.

L_b = Distancia entre arriostramientos.

h_o = Distancia entre los centroides de las alas.

ϕ = 0.75.

Cuando la separación entre los puntos arriostrados sea menor que L_g , la máxima longitud no arriostrada para que la capacidad de la columna sea igual a la calculada con $k = 1$, se permitirá tomar L_b igual a L_g en las fórmulas (16-25) y (16-27).

16.9.2 Arriostramiento torsional

El arriostramiento torsional podrá ser conectado en cualquier localización de la sección transversal y no necesita ser conectado cerca del ala comprimida. La conexión entre el arriostramiento torsional y la viga deberá estar en capacidad de resistir el momento mayorado de la fórmula (16-24).

La resistencia al momento de arriostramiento mayorada

$$M_{br} = \frac{0.024 M_u L}{n C_b L_b} \quad (16-24)$$

Cuando la separación entre puntos arriostrados sea menor que L_g , se permitirá usar $L_b = L_g$ en la fórmula (16-24).

Rigidez del arriostramiento al momento mayorado.

$$\beta_T = \frac{2.4 L M_u^2}{\phi n E I_y C_b^2} \quad (16-25)$$

En éstas fórmulas:

C_b = Coeficiente de flexión definido por la fórmula (16-7).

I_y = Momento de inercia fuera del plano.

L = Luz del tramo.

M_u = Momento mayorado.

n = Número de puntos arriostrados nodalmente dentro del tramo.

ϕ = 0.75.

En los arriostramientos continuos se tomará $L/n = 1$ en las fórmulas (16-24) y (16-25), y el momento de arriostramiento y la rigidez por unidad de longitud del tramo.

La rigidez del sistema de arriostramiento, β_T , es

$$\frac{1}{\beta_T} = \frac{1}{\beta_{T_b}} + \frac{1}{\beta_{sec}} \quad (16-26)$$

con

β_{T_b} = Rigidez torsional del arriostramiento y sus conexiones.

β_{sec} = Rigidez del alma de la viga y sus riigidizadores, conforme a la siguiente fórmula:

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o} \left(\frac{1.5h_o t_w^3}{12} + \frac{t_s b_s^3}{12} \right) \quad (16-27)$$

Para arriostramiento torsional continuo, la rigidez del alma de la viga por unidad de longitud del tramo se calculará como:

$$\beta_{sec} = \frac{3.3 E t_w^3}{12 h_o} \quad (16-28)$$

donde

β_T = Rigidez torsional del arriostramiento y sus conexiones.

β_{sec} = Rigidez del alma de la viga y sus rigidizadores.

t_w = Espesor del alma de la viga.

t_s = Espesor del rigidizador del alma.

b_s = Ancho de los riigidizadores de un solo lado. Para pares de rigidizadores se usara el doble del ancho de un rigidizador individual.

Cuando sea requerido, el rigidizador se extenderá en toda la altura del miembro arriostrado y se conectará al ala si también se conecta un arriostramiento torsional. Alternativamente, se permite interrumpir el rigidizador a una distancia igual a $4t_w$ de cualquier ala de la viga que no esté directamente conectada a un arriostramiento torsional.

CAPÍTULO 17 VIGAS ARMADAS Y VIGAS DE ALMA ESBELTA

17.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene las disposiciones de diseño por flexión que se aplicarán a las vigas armadas de sección simétrica con alma esbelta. La vigas de alas desiguales se diseñarán conforme a las disposiciones del Apéndice A2.1.

Se denominan vigas armadas aquellas cuyas secciones están compuestas por dos planchas de acero que forman sus alas, unidas a una plancha de una sola pieza que constituye el alma, añadiéndose rigidizadores a uno o ambos lados del alma donde se necesiten. Si el material de las alas y el alma son de distintas calidades de acero, la viga armada se designa como viga híbrida.

Se consideran almas esbeltas aquellas cuya relación ancho / espesor del alma, h/t_w es mayor que el valor límite $\lambda_r = 5.61\sqrt{E/F_y}$ dado en la Tabla 4.1(b).

El dimensionado de las vigas armadas, homogéneas o híbridas, se hará de conformidad con el Artículo 7.4.

La resistencia minorada a fuerza cortante y el diseño de los rigidizadores transversales en las vigas armadas con almas esbeltas podrá hacerse utilizando el concepto del campo de tracción, según las disposiciones del Artículo 17.3 o bien ignorándolo aplicando los requisitos del Artículo 16.4.

Las vigas armadas, híbridas o no, de alma sencilla, con uno o dos ejes de simetría, y cargadas en el plano del alma se diseñarán de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo o del Artículo 16.4 siempre que se satisfagan los siguientes límites:

(a) Cuando $a/h \leq 1.5$

$$\frac{h}{t_w} = 11.6 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (17-1)$$

(b) Cuando $a/h > 1.5$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{0.47E}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf} + 1160)}} \quad (17-2)$$

donde:

F_{yf} = Tensión cedente mínima especificada del ala.

a = Distancia libre entre rigidizadores transversales.

h = Distancia libre entre las alas menos la transición o radio esquinero para perfiles laminados; y para secciones compuestas, la distancia entre líneas adyacentes de pernos o la distancia libre entre las alas si se emplean soldaduras.

t_w = Espesor del alma.

En las vigas sin rigidizadores, la relación h / t_w será menor que 260.

17.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN

La resistencia minorada a flexión para vigas armadas con almas esbeltas será $\phi_b M_t$, donde el factor de minoración de la resistencia teórica es $\phi_b = 0.90$ y M_t es el menor valor del momento teórico obtenido de los estados límite de agotamiento resistente por plastificación del ala traccionada y por pandeo del ala comprimida. Para vigas con alas desiguales, en el Apéndice A2.1 se establecen los requisitos para determinar el parámetro λ_r para el estado límite por pandeo local del ala.

a) Estado límite por plastificación del ala traccionada

$$M_t = S_{xt} \alpha_{PG} F_{yt} \quad (17-3)$$

b) Estado límite por pandeo del ala comprimida

$$M_t = S_{xc} R_{PG} \alpha_{PG} F_{cr} \quad (17-4)$$

donde:

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.61 \sqrt{\frac{E}{F_{cr}}} \right) \leq 1.0 \quad (17-5)$$

α_{PG} = Coeficiente para vigas híbridas; en las vigas homogéneas, $\alpha_{PG} = 1.0$.

$$= \frac{12 + a_r (3m - m^3)}{12 + 2a_r} \leq 1.0 \quad (17-6)$$

F_{cr} = Tensión crítica del ala comprimida.

F_{yt} = Tensión de fluencia del ala traccionada.

S_{xc} = Módulo de sección referido al ala comprimida.

S_{xt} = Módulo de sección referido al ala traccionada.

a_r = Relación entre el área del alma y el área del ala comprimida (≤ 10).

h_c = Dos veces la distancia del baricentro a la línea de pernos en el ala comprimida o dos veces la distancia del baricentro a la cara interior del ala comprimida cuando se usa soldadura.

m = Relación entre la tensión de cedencia del alma y la tensión de cedencia del ala o F_{cr} .

La tensión crítica, F_{cr} , dependerá de los parámetros de esbeltez λ , λ_p , λ_r y C_{PG} como se indica a continuación:

Cuando $\lambda \leq \lambda_p$

$$F_{cr} = F_{yf} \quad (17-7)$$

Cuando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$F_{cr} = C_b F_{yf} \left[1 - \frac{1}{2} \left[\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] \leq F_{yf} \quad (17-8)$$

Cuando $\lambda > \lambda_r$

$$F_{cr} = \frac{C_{PG}}{\lambda^2} \quad (17-9)$$

En estas fórmulas los parámetros de esbeltez se calcularán tanto para el estado límite de agotamiento por pandeo torsional lateral como por pandeo local del ala; el estado límite por pandeo local del alma flexionada no es aplicable. El parámetro de esbeltez para el cual resulte el menor valor de F_{cr} controla el diseño.

a) Para el estado límite por pandeo lateral torsional

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} \quad (17-10)$$

$$\lambda_p = 1.74 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (17-11)$$

$$\lambda_r = 4.37 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (17-12)$$

$$C_{PG} = 20.1 \times 10^6 C_b \quad (17-13)$$

donde:

C_b = Coeficiente de flexión definido por la Fórmula (16-7).

r_T = Radio de giro de una sección que comprende el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, tomado respecto a un eje contenido en el plano del alma.

c) Para el estado límite por pandeo local del ala

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (17-14)$$

$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (17-15)$$

$$\lambda_r = 1.33 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}/k_c}} \quad (17-16)$$

$$C_{PG} = 1.84 \times 10^6 k_c \quad (17-17)$$

donde

$$C_b = 1.0$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (4-$$

1)

El valor de k_c estará acotado entre los siguientes valores, $0.35 \leq k_c \leq 0.763$.

17.3 RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

La resistencia minorada a fuerza cortante será $\phi_v V_t$, con $\phi_v = 0.90$ como factor de minoración de la resistencia teórica V_t , la cual se calculará de acuerdo con los siguientes casos:

a) Cuando no se considera la acción del campo de tracción

No se permitirá usar la acción del campo de tracción en los paneles extremos de las vigas armadas no híbridas, en todos los paneles de las vigas híbridas y en las vigas armadas de altura variable linealmente, y cuando la relación a/h exceda de 3.0 o de $[260/(h/t_w)]^2$.

$$V_t = 0.6 A_w F_{yw} C_v \quad (17-18)$$

b) Cuando se considera la acción del campo de tracción

$$V_t = 0.6 A_w F_{yw} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (17-19)$$

En las fórmulas (17-18) y (17-19), el coeficiente de cortante que expresa la relación de la tensión crítica del alma según la teoría de pandeo lineal y la tensión de cedencia por cortante del material del alma, C_v tomará los siguientes valores:

Cuando $h/t_w \leq 1.08 \sqrt{E k_v / F_{yw}}$

$$C_v = 1$$

Cuando $1.08 \sqrt{E k_v / F_{yw}} \leq h/t_w \leq 1.35 \sqrt{E k_v / F_{yw}}$

$$C_v = \frac{1.08 \sqrt{E k_v / F_{yw}}}{h/t_w} \quad (17-20)$$

Cuando $h/t_w > 1.35 \sqrt{E k_v / F_{yw}}$

$$C_v = \frac{1.48 E k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \quad (17-21)$$

Cuando no se utilicen rigidizadores, se usará la fórmula (17-18) y C_v se calculará con $k_p = 5.0$. Para los otros casos, el coeficiente de pandeo del alma, k_p , se calculará con la fórmula (17-22):

$$k_p = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (17-22)$$

$$k_p = 5.0 \text{ para } a/h > 3.0$$

$$k_p = 5.0 \text{ para } a/h > \left[260 / (h/t_w) \right]^2 .$$

Véase también los Artículos 17.4 y 17.5

17.4 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

En las vigas armadas no se requerirán rigidizadores transversales cuando $h/t_w \leq 2.40 \sqrt{E/F_{yw}}$, o cuando el cortante mayorado, V_u , obtenido del análisis estructural sea menor o igual que la resistencia teórica minorada ϕV_t , con $\phi_v = 0.90$.

Para desarrollar el cortante requerido o para satisfacer las limitaciones del Artículo 17.1 se podrán colocar rigidizadores en ciertos tramos de la viga .

El momento de inercia de un par de rigidizadores, o de un rigidizador único, con referencia a un eje en el plano del alma no será menor de $a t_w^3 j$, donde:

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (17-23)$$

Cuando se tome en cuenta la contribución del campo de tracción el área de rigidizador, A_{st} no será menor que la calculada con la Fórmula (17-24).

$$A_{st} = \frac{F_{yw}}{F_{yst}} \left[0.15 \alpha_s h t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi_v V_t} - 18 t_w^2 \right] \geq 0 \quad (17-24)$$

donde:

C_v = Relación de tensión crítica en el alma, de acuerdo con la teoría elástica del pandeo, respecto a su tensión cortante cedente, definido en el Artículo 17.3.

F_{yst} = Tensión cedente especificada para el material del rigidizador.

V_t = Resistencia teórica al cortante definida en el Artículo 17.3.

V_u = Cortante mayorado calculado en la localización del rigidizador.

α_s = 1 para rigidizadores colocados en pareja.

1.8 para rigidizadores constituidos por un solo ángulo.

2.4 para rigidizadores constituidos por una sola plancha.

Los rigidizadores intermedios se pueden interrumpir cerca del ala en tracción, siempre que el contacto no sea necesario para transmitir una carga concentrada o una reacción. La soldadura de filete que conecta el rigidizador al alma se interrumpirá a una distancia no menor de 4 ni mayor de 6 veces el espesor del alma de manera que no se encuentre con la soldadura alma - alas del perfil. Cuando se utilizan rigidizadores simples, éstos se unirán al ala comprimida si ésta consiste en una plancha rectangular, a fin de resistir cualquier tendencia a levantarse debida a la torsion en la plancha. Cuando el arriostramiento lateral esté unido a un rigidizador, o a un par de ellos, éstos a su vez se conectarán al ala comprimida a fin de transmitir un uno por ciento (1 %) de la fuerza total en el ala, a menos que ésta esté compuesta únicamente de ángulos.

La separación máxima de los pernos que conectan los rigidizadores al alma de la viga, medida centro a centro, no excederá de 300 mm. Si se emplean soldaduras intermitentes de filete, la distancia libre entre éstas no será mayor de 16 veces el espesor del alma ni más de 250 mm.

17.5 CORTE Y FLEXIÓN COMBINADOS

Las almas de las vigas armadas que dependan de la acción del campo de tracción y en las cuales se cumplan simultáneamente:

$$25) \quad 0.6 \phi V_t \leq V_u \leq \phi V_t \quad (17-25)$$

$$0.75 \phi M_t \leq M_u \leq \phi M_t \quad (17-26)$$

se dimensionarán de manera que satisfagan el siguiente criterio de interacción corte –flexión:

$$\frac{M_u}{M_t} + 0.625 \frac{V_u}{V_t} \leq 1.375 \phi \quad (17-27)$$

donde:

M_t = Resistencia teórica a la flexión de las vigas armadas según el Artículo 17.2 o la Sección 16.3.

V_t = Resistencia teórica a cortante según el Artículo 17.3.

ϕ = Factor de minoración de la resistencia teórica, igual a 0.90 en las fórmulas (17-25) a (17-27).

17.6 ARRIOSTRAMIENTOS

Se aplicarán los requisitos del Artículo 16.9.

CAPÍTULO 18 MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

18.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará al diseño de los miembros prismáticos sometidos a fuerzas normales y momentos de flexión simultáneas con respecto a uno o a los dos ejes de simetría, con o sin torsión, o torsión solamente.

También se suministran fórmulas alternas para el diseño perfiles de forma de I con una relación $b_f / d \leq 1$ y secciones cajón solicitadas biaxialmente que forman parte de pórticos arriostrados.

El diseño de los miembros con altura variable linealmente se hará conforme a las disposiciones del Artículo 19.7 y el de los perfiles L individuales, conforme al Apéndice C.

18.2 MIEMBROS SIMÉTRICOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES

18.2.1 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a flexocompresión

A menos que se realice un análisis más detallado, los miembros sometidos a compresión normal y flexión simultáneas se dimensionarán para satisfacer los siguientes fórmulas de interacción N- M:

a) Cuando $N_u / \phi N_t \geq 0.2$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}} \right) \leq 1.0 \quad (18-1a)$$

b) Cuando $N_u / \phi N_t < 0.2$

$$\frac{N_u}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}} \right) \leq 1.0 \quad (18-1b)$$

En estas fórmulas los segundos subíndices x e y indican los ejes de flexión alrededor de los cuales se calculan las solicitaciones y las variables que a continuación se definen:

N_t = Resistencia teórica a la compresión calculada según el Artículo 15.5.

N_u = Solicitación mayorada a compresión normal.

M_t = Resistencia teórica a flexión determinada de acuerdo con el Artículo 16.3.

M_u = Solicitación mayorada a flexión, calculada según el Artículo 9.5.

$\phi = \phi_b =$ Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, $\phi_b = 0.90$.
 $\phi_c =$ Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión ; $\phi_c = 0.85$.

18.2.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidos a flexotracción

A menos que se realice un análisis más detallado, los miembros sometidos a tracción normal y flexión simultáneas se dimensionarán para satisfacer las fórmulas (18-1a) y (18-1b) con las siguientes modificaciones en la definición de las variables:

$N_t =$ Resistencia teórica a tracción, calculada según el Artículo 14.4.

$N_u =$ Solicitación mayorada a tracción.

$\phi = \phi_b =$ Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, $\phi_b = 0.90$.
 $\phi_t =$ Factor de minoración de la resistencia teórica a tracción; véase el Artículo 14.4.

18.3 MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y MIEMBROS SOMETIDOS A TORSIÓN Y COMBINACIONES DE TORSIÓN, CORTE, Y/O FUERZAS NORMALES

La resistencia minorada ϕF_y de los miembros de sección asimétrica o miembros sometidos a momentos torsores o combinaciones de torsión, flexión, corte y/o fuerzas normales será igual o mayor que las solicitaciones mayoradas obtenidas de un análisis elástico expresadas en términos de tensiones normales f_{un} o tensiones cortantes f_{uv} . Se estudiarán los siguientes modos de fallas para el estado límite de agotamiento resistente, permitiéndose la ocurrencia de alguna cedencia local restringida adyacente a las áreas que permanezcan elásticas.

(a) Para el estado límite de agotamiento resistente de cedencia por fuerzas normales

$$f_{un} \leq \phi F_y \quad (18-2)$$

$$\phi = 0.90$$

(b) Para el estado límite de agotamiento resistente de cedencia por corte

$$f_{uv} \leq 0.6 \phi F_y \quad (18-3)$$

$$\phi = 0.90$$

(c) Para el estado límite de agotamiento resistente por pandeo

Según sea el caso

$$f_{un} \leq \phi_c F_{cr} \quad \text{o} \quad f_{uv} \leq \phi_c F_{cr} \quad (18-4)$$

con $\phi_c = 0.85$.

F_{cr} puede calcularse con las fórmulas (15-2) o (15-3), la que sea aplicable.

18.4 FÓRMULAS ALTERNAS PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

Para el estado límite de agotamiento resistente, en lugar de las fórmulas (18-1) se podrán utilizar las siguientes fórmulas de interacción N- M para los miembros de pórticos arriostrados, cuya sección transversal tenga la forma de I o de H con una relación $b_f/d \leq 1.0$ y para las secciones cajón de forma cuadrada o rectangular.

Deberán satisfacerse ambas fórmulas (18-5) y (18-6).

$$\left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{px}^*} \right]^\zeta + \left[\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{py}^*} \right]^\zeta \leq 1.0 \quad (18-5)$$

$$\left[\frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{tx}^*} \right]^\eta \left[\frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ty}^*} \right]^\eta \leq 1.0 \quad (18-6)$$

Los términos de las fórmulas (18-5) y (18-6) se calcularán como sigue:

a) Para miembros de sección I o H

Cuando $b_f / d \leq 0.5$

$$\xi = 1.0$$

Cuando $0.5 < b_f / d \leq 1.0$:

$$\zeta = 1.6 - \frac{N_u / N_y}{2 \ln(N_u / N_y)} \quad (18-7)$$

Cuando $b_f / d < 0.3$

$$\eta = 1.0$$

Cuando $0.3 \leq b_f / d \leq 1.0$:

$$\eta = 0.4 + \frac{N_u}{N_y} + \frac{b_f}{d} \geq 1.0 \quad (18-8)$$

donde:

$$M_{px}^* = 1.2 M_{px} \left[1 - \frac{N_u}{N_y} \right] \leq M_{px} \quad (18-9)$$

$$M_{py}^* = 1.2 M_{py} \left[1 - \left(\frac{N_u}{N_y} \right)^2 \right] \leq M_{py} \quad (18-10)$$

$$M_{tx}^* = M_{tx} \left[1 - \frac{N_u}{\phi_c N_t} \right] \left[1 - \frac{N_u}{N_{ex}} \right] \quad (18-11)$$

$$M_{ty}^* = M_{ty} \left[1 - \frac{N_u}{\phi_c N_t} \right] \left[1 - \frac{N_u}{N_{ey}} \right] \quad (18-12)$$

b) Para miembros de sección cajón, cuadradas o rectangulares

$$\zeta = 1.7 - \frac{N_u / N_y}{2 \ln(N_u / N_y)} \quad (18-13)$$

$$\eta = 1.7 - \frac{N_u / N_y}{\ln(N_u / N_y)} - a \lambda_x \left(\frac{N_u}{N_y} \right)^b > 1.1 \quad (18-14)$$

Cuando $N_u / N_y \leq 0.4$

$$a = 0.06 \text{ y } b = 1.0$$

Cuando $N_u / N_y > 0.4$

$$a = 0.15 \text{ y } b = 2.0$$

$$M_{px}^* = 1.2 M_{px} \left[1 - \frac{N_u}{N_y} \right] \leq M_{px} \quad (18-$$

15a)

$$M_{py}^* = 1.2 M_{py} \left[1 - \frac{N_u}{N_y} \right] \leq M_{py} \quad (18-15b)$$

$$M_{tx}^* = M_{tx} \left[1 - \frac{N_u}{\phi_c N_t} \right] \left[1 - \frac{N_u}{N_{ex}} \frac{1.25}{(b/h)^{1/3}} \right] \quad (18-16)$$

$$M_{ty}^* = M_{ty} \left[1 - \frac{N_u}{\phi_c N_t} \right] \left[1 - \frac{N_u}{N_{ey}} \frac{1.25}{(b/h)^{1/2}} \right] \quad (18-17)$$

A continuación se indica el significado de las variables utilizadas en el Artículo 18.4:

- C_m = Coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción N-M de miembros prismáticos y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes; véase el Artículo 9.5.
- N_t = Resistencia teórica a la compresión calculada según la Sección 15.5.1.
- N_u = Solicitación normal mayorada.
- N_y = Resistencia teórica a la cedencia por compresión A F_y .
- ϕ_b = Factor de minoración de la resistencia nominal por flexión, igual a 0.90.
- ϕ_c = Factor de minoración de la resistencia teórica a la compresión, igual a 0.85.
- N_t = Carga normal de pandeo elástico, calculada según la fórmula de Euler, A F_y / λ_c^2 , Definida en el Capítulo 15.
- M_u = Momento flector mayorado.
- M_t = Resistencia teórica a la flexión, calculada según el Artículo 16.3.
- M_p = Momento plástico $\leq 1.5 F_y S$.
- b = Ancho exterior de la sección cajón paralelo al eje principal x.
- h = Altura exterior de la sección cajón perpendicular al eje principal x.

CAPÍTULO 19 MIEMBROS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE

19.1 ALCANCE

El diseño de los miembros de altura variable linealmente que satisfacen los requisitos de este Capítulo estará controlado por las disposiciones de los Capítulos 14 al 18, excepto cuando se vean afectados por las modificaciones establecidas aquí.

19.2 REQUISITOS GENERALES

Para los efectos de la aplicación de esta Norma un miembro de altura variable tendrá que cumplir con los siguientes requisitos:

1. Las áreas de las dos alas serán iguales y se mantendrán constantes en toda la longitud del miembro.
2. Los miembros flexionados, poseerán al menos un eje de simetría, el cual será perpendicular al plano de flexión.
3. La altura variará linealmente de acuerdo a la fórmula (19-1):

$$d = d_o \left(1 + \frac{\gamma z}{L} \right) \quad (19-1)$$

donde:

L = Longitud no arriostrada de un miembro de altura variable, medida entre los baricentros de los miembros de arriostramiento.

d_o = Altura en el extremo menor de un miembro de altura variable.

d_L = Altura en el extremo mayor de un miembro de altura variable.

z = Distancia desde el extremo menor de un miembro de altura variable.

γ = $(d_L - d_o) / d_o \leq 0.268 (L / d_o)$ o de 6.0.

19.3 RESISTENCIA A TRACCIÓN

La resistencia minorada a tracción de los miembros de altura variable linealmente se calculará de acuerdo con el Artículo 14.4.

19.4 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La resistencia minorada a compresión de los miembros de altura variable linealmente se determinará de acuerdo con la Sección 15.5.1, utilizando el parámetro de esbeltez efectiva λ_γ calculado con las fórmulas (19-2a) y (19-2b).

Para flexión alrededor del eje de menor momento de inercia

$$\lambda_\gamma = \frac{kL / r_{oy}}{\pi} \sqrt{\frac{\phi_{as} F_y}{E}} \quad (19-2a)$$

Para flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$\lambda_\gamma = \frac{k_\gamma L / r_{ox}}{\pi} \sqrt{\frac{\phi_{as} F_y}{E}} \quad (19-2b)$$

donde:

F_y = Tensión cedente mínima especificada del tipo de acero usado.

k = Factor de longitud efectiva para un miembro prismático.

k_γ = Factor de longitud efectiva para un miembro de altura variable, determinado analíticamente.

r_{ox} = Radio de giro respecto al eje mayor inercia en el extremo menor de un miembro de altura variable.

r_{oy} = Radio de giro respecto al eje de menor inercia en el extremo menor de un miembro de altura variable.

ϕ_{as} = Coeficiente de reducción por pandeo local, véase el Capítulo 15.

En la fórmula (15-1), se utilizará para A el valor del área correspondiente a la sección menor del miembro de altura variable.

19.5 RESISTENCIA A FLEXIÓN

La resistencia minorada a flexión de los miembros de altura variable determinada por el estado límite de agotamiento resistente al pandeo por torsión lateral será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_b = 0.90$ y el momento nominal calculado por la fórmula (19-3):

$$M_t = 1.67 S_x^* F_{by} \quad (19-3)$$

donde:

S_x^* = Módulo elástico de la sección crítica en la longitud no arriostrada de la viga bajo consideración.

$$F_{b\gamma} = \left[1.0 - \frac{F_y}{6B\sqrt{F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2}} \right] 0.67F_y \leq 0.60F_y \quad (19-4)$$

a menos que $F_{b\gamma} \leq F_y/3$, en cuyo caso

$$F_{b\gamma} = B\sqrt{F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2} \quad (19-5)$$

En las fórmulas precedentes

$$F_{s\gamma} = \frac{0.4 E}{h_s L d_o / A_f} \quad (19-6)$$

$$F_{w\gamma} = \frac{5.7 E}{(h_w L / r_{T0})^2} \quad (19-7)$$

donde:

A_f = Área del ala comprimida.

$$h_s = 1.0 + 0.0230\gamma\sqrt{L d_o / A_f} \quad (19-8)$$

$$h_w = 1.0 + 0.00385\gamma\sqrt{L / r_{T0}} \quad (19-9)$$

r_{T0} = Radio de giro de una sección en el extremo menor, formada únicamente por el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, tomada respecto a un eje en el plano del alma

γ = $(d_L - d_o) / d_o$ se obtendrá para la longitud no arriostrada que contiene la máxima tensión calculada debida a la flexión.

El valor del coeficiente B se determina de la siguiente manera:

(a) Cuando el momento máximo M_2 en tres segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, está situado en el segmento central, y M_1 es el momento mayor en un extremo de la parte del miembro constituido por tres segmentos:

$$B = 1.0 + 0.37 \left(1.0 + \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.50 \gamma \left(1.0 + \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 1.0 \quad (19-10)$$

La relación de momentos M_1 / M_2 se considera negativa cuando se produce curvatura simple. En el caso poco frecuente en que M_1 / M_2 es positivo, se recomienda tomarla igual a cero

(b) Cuando la mayor tensión calculada debida a la flexión f_{b2} ocurre en el extremo mayor de dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales y f_{b1} es la tensión calculada debida a la flexión en el extremo menor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos.

$$B = 1.0 + 0.58 \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) - 0.70 \gamma \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) \geq 1.0 \quad (19-11)$$

(c) Cuando la mayor tensión de flexión calculado f_{b2} se presenta en el extremo menor de dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, y f_{b1} es la tensión calculada debida a la flexión en el extremo mayor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos:

$$B = 1.0 + 0.55 \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) + 2.20 \gamma \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) \geq 1.0 \quad (19-12)$$

En las fórmulas (19-11) y (19-12) la relación de tensiones f_{b1} / f_{b2} se considera negativa cuando se produce curvatura simple. Si se presenta un punto de inflexión en uno de los dos segmentos adyacentes no arriostrados, f_{b1} / f_{b2} se considera positivo. Además, la relación de tensiones f_{b1} / f_{b2} es diferente de cero.

(d) Cuando la tensión calculada debida a la flexión en el extremo menor de un miembro de altura variable linealmente o en un segmento del mismo es igual a cero:

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25 \sqrt{\gamma}} \quad (19-13)$$

El factor γ se calculará para la longitud no arriostrada adyacente al punto de tensiones flectoras nulas, como :

$$\gamma = (d_L - d_o) / d_o$$

19.6 RESISTENCIA A CORTE

La resistencia minorada a corte de los miembros de altura variable linealmente se calculará de acuerdo con el Artículo 16.4.

19.7 SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES

En los miembros de una sola alma de altura variable solicitados simultáneamente por flexión y compresión con respecto al eje mayor inercia se aplicarán las fórmulas (18-1) con las siguientes modificaciones:

N_n y N_{ex} se calcularán con las propiedades del extremo menor, utilizando los coeficientes de longitud efectiva k apropiados.

M_{tx} , M_u , M_{px} se calcularán en el extremo mayor.

$M_{tx} = 1.67 S_x^* F_{by}$, siendo S_x^* el módulo elástico de la sección en el extremo mayor y F_{by} la tensión de diseño flexional de los miembros de altura variable.

C_{mx} se reemplaza por C_m^* calculado como sigue:

- (a) Cuando el miembro está sometido a momentos en sus extremos que causan flexión en curvatura simple y momentos calculados de flexión aproximadamente iguales en los extremos:

$$C_m^* = 1.0 + 0.1 \left(\frac{N_u}{\phi_b N_{ex}} \right) + 0.3 \left(\frac{N_u}{\phi_b N_{ex}} \right)^2 \quad (19-14)$$

- (b) Cuando el momento calculado debido a la flexión en el extremo menor de la longitud no arriostrada es igual a cero:

$$C_m^* = 1.0 + 0.9 \left(\frac{N_u}{\phi_b N_{ex}} \right) + 0.6 \left(\frac{N_u}{\phi_b N_{ex}} \right)^2 \quad (19-15)$$

Se podrán utilizar valores reales del área y del módulo elástico de la sección en el tramo que se investiga cuando se cumpla que el parámetro de esbeltez efectiva $\lambda_\gamma \geq 1.5$ y las tensiones combinadas se verifican a intervalos crecientes a lo largo de la longitud del miembro.

19.8 ARRIOSTRAMIENTOS

Se aplicarán los requisitos de los Artículos 15.11 y 16.9.

CAPÍTULO 20 DISEÑO PARA FUERZAS CONCENTRADAS

20.1 ALCANCE

Este Capítulo suministran los criterios y consideraciones adicionales necesarios para tomar en cuenta el efecto de las fuerzas concentradas sobre las alas y almas de los miembros y las conexiones entre vigas y columnas. Se aplicarán tanto a las fuerzas individuales de compresión o tracción, como a las parejas de fuerzas según se indica en cada Artículo. Los pares de fuerzas concentradas actuarán del mismo lado del miembro cargado.

Para controlar el estado límite de agotamiento resistente por flexión local, según se establece en el Artículo 20.2, se colocarán rigidizadores transversales; también en los extremos no conectados de las vigas, según el Artículo 20.8. Para controlar los estados límites de agotamiento resistente del alma por cedencia, aplastamiento local, desplazamiento lateral por pandeo y pandeo por compresión, se colocarán rigidizadores transversales o planchas adosadas según lo dispuesto en los Artículos 20.3 a 20.7 También, según lo dispuesto en el Artículo 20.8, se colocarán planchas adosadas al alma para controlar el corte en el panel formado por la conexión de vigas a columna.

Los rigidizadores transversales requeridos por los Artículos 20.2 a 20.7 cumplirán con las disposiciones del Artículo 20.9. Las planchas adosadas al alma requeridas por los Artículos 20.3 a 20.6 también deberán cumplir con los requisitos del Artículo 20.10.

20.2 FLEXIÓN LOCAL DE LAS ALAS

Esta Artículo se aplicará a las fuerzas de tracción, tanto las individuales como a la componente de tracción del par aplicado. Se dispondrá un par de rigidizadores transversales con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, en el ala que distribuye la fuerza concentrada de tracción, cuando las solicitaciones mayoradas sobre el ala exceda su resistencia teórica minorada ϕR_t , calculada con la fórmula (20-1) y un factor de minoración de la resistencia teórica de $\phi = 0.90$.

$$R_t = 6.25 t_f^2 F_{yf} \quad (20-1)$$

donde

F_{yf} = Tensión de cedencia mínima especificado para el ala.

t_f = Espesor del ala solicitada.

Cuando la fuerza concentrada a ser resistida esté aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10 t_f$, siendo t_f el espesor del ala del miembro, la resistencia teórica R_t se reducirá en un cincuenta por ciento (50%).

No será necesario verificar la fórmula (20-1) cuando la longitud de la zona solicitada del ala, medida a lo ancho del ala es menor que $0.15 b_f$, siendo b_f el ancho del ala del miembro.

Los rigidizadores transversales requeridos, se soldarán al ala cargada para desarrollar la porción soldada del rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma se dimensionará para transferir las fuerzas no balanceadas en el rigidizador al alma. Véase el Artículo 20.9.

20.3 CEDENCIA LOCAL DEL ALMA

Este Artículo se aplicará tanto a las fuerzas concentradas individuales como a las dos componentes del par de fuerzas concentradas.

Se dispondrá un par de rigidizadores transversales o una plancha adosada al alma con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de tracción o de compresión cuando las solicitaciones mayoradas sobre el borde de los filete del alma exceda su resistencia teórica minorada ϕR_t . El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 1.0$ y la resistencia teórica R_t se determinará de la siguiente manera:

- (a) Cuando la fuerza concentrada, esté aplicada a una distancia del extremo del miembro mayor que la altura de éste,

$$R_t = (5 d_f + d_R) F_{yw} t_w \quad (20-2)$$

- (b) Cuando la fuerza concentrada está aplicada a una distancia del extremo del miembro que es menor o igual a la altura de éste,

$$R_t = (2.5 d_f + d_R) F_{yw} t_w \quad (20-3)$$

donde:

F_{yw} = Tensión mínima de cedencia especificada para el alma.

d_R = Longitud de contacto. No deberá ser menor que d_f para las reacciones en los extremos de la viga.

d_f = Distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma.

t_w = Espesor del alma.

Cuando se requieran rigidizadores transversales debido a las fuerzas de tracción normales al ala, éstos se soldaran al ala cargada para desarrollar la parte conectada del rigidizador. Cuando los rigidizadores transversales sean necesarios para soportar las fuerzas de compresión normales al ala, éstos se apoyarán o soldarán al ala cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma será dimensionada para transmitir las fuerzas no balanceadas del rigidizador al alma. Véase también el Artículo 20.9.

Alternativamente, cuando se requiera de planchas adosadas al alma, véase el Artículo 20.10.

20.4 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

Este Artículo se aplicará a las fuerzas de compresión, tanto las individuales como a la componente de compresión del par de fuerzas concentradas.

Se dispondrá o bien un rigidizador transversal o un par de rigidizadores transversales o una plancha adosada al alma, con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de tracción o de compresión cuando las solicitaciones mayoradas sobre el borde de los filete del alma exceda su resistencia teórica minorada ϕR_t . El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.75$ y la resistencia teórica R_t se determinará como se indica a continuación:

- (a) Donde la carga concentrada de compresión a ser resistida está aplicada a una distancia igual o mayor de $d / 2$ del extremo del miembro:

$$R_t = 0.8 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{d_R}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (20-4)$$

- (b) Donde la carga concentrada de compresión a ser resistida está aplicada a una distancia menor de $d / 2$ del extremo del miembro:

Cuando $d_R / d \leq 0.2$

$$R_t = 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{d_R}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (20-5a)$$

Cuando $d_R / d > 0.2$

$$R_t = 0.4 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4d_R}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (20-5b)$$

En las Fórmulas (20-4) y (20-5), d representa la altura total del miembro y t_f el espesor del ala.

Cuando se requieran rigidizadores transversales éstos se apoyarán o soldarán al ala cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma serán dimensionados para transmitir las fuerzas no balanceadas del rigidizador al alma. Véase también el Artículo 20.9.

Alternativamente, cuando se requiera de planchas adosadas al alma, véase el Artículo 20.10.

20.5 PANDEO LATERAL DEL ALMA

Este Artículo se aplicará solamente a las fuerzas de compresión individuales aplicada a los miembros cuando se pueda producir un movimiento lateral relativo entre el ala comprimida y el ala traccionada no restringida en el punto de aplicación de la fuerza concentrada. El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.85$ y la resistencia teórica R_t se determinará como se indica a continuación:

- (a) Si el ala comprimida está impedida de rotar:

Cuando $(h / t_w) / (L / b_f) \leq 2.3$

$$R_t = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h / t_w}{L / b_f} \right)^3 \right] \quad (20-6)$$

Cuando $(h / t_w) / (L / b_f) > 2.3$, no será necesario verificar el estado límite de agotamiento resistente por pandeo lateral del alma.

Se dispondrá de arriostramiento lateral local en el ala traccionada, o bien un par de rigidizadores transversales una plancha adosada al alma con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de compresión, cuando las solicitaciones mayoradas excedan su resistencia minorada ϕR_t .

Cuando se requieran rigidizadores transversales, éstos podrán ser apoyados o soldados al ala cargada para desarrollar a totalidad de la carga aplicada. La soldadura que conecta el rigidizador transversal al alma será dimensionada para transmitir la fuerza del rigidizador al alma. Véase también el Artículo 20.9.

Alternativamente, cuando se requieran planchas adosadas, éstas se diseñarán para desarrollar la totalidad de la fuerza aplicada. Véase también el Artículo 20.12.

- (b) Si el ala cargada no está restringida contra rotación:

Cuando $(h / t_w) / (L / b_f) \leq 1.7$:

$$R_t = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h / t_w}{L / b_f} \right)^3 \right] \quad (20-7)$$

Cuando $(h / t_w) / (L / b_f) > 1.7$ no se necesitará verificar el estado límite de pandeo del alma.

Se suministrará arriostramiento lateral local en ambas alas en el punto de aplicación de las fuerzas concentradas cuando las solicitaciones mayoradas excedan su resistencia minorada ϕR_t .

En las fórmulas (20.6) y (20.7), las variables tiene la siguiente significación:

$C_r = 67.5 * 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, cuando en el punto de aplicación de la fuerza, $M_u < M_y$.
 $33.75 * 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, cuando en el punto de aplicación de la fuerza, $M_u \geq M_y$.

$L =$ La mayor longitud sin soporte lateral a lo largo de cualquier ala en el punto de aplicación de la carga concentrada.

$b_f =$ Ancho del ala.

$h =$ Altura libre del alma, comprendida entre las alas, descontando el filete o radio de transición para perfiles laminados; la distancia entre líneas de conectores o la distancia libre entre las alas de perfiles soldados o secciones armadas.

$t_w =$ Espesor del alma.

20.6 PANDEO DEL ALMA COMPRIMIDA

Este Artículo se aplicará a un par de fuerzas concentradas de compresión así como a las componentes de compresión en pares de fuerzas concentradas, aplicadas en el mismo sitio a ambas alas de un miembro.

Se dispondrá o bien un rigidizador transversal o un par de rigidizadores transversales o una plancha adosada al alma con longitud igual a toda la altura del alma, adyacentes a las fuerzas concentradas en ambas alas cuando las sollicitaciones mayorada sobre el alma exceda su resistencia teórica minorada ϕR_t . El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.90$ y la resistencia teórica R_t se calculará con la fórmula siguiente:

$$R_t = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \quad (20-8)$$

Cuando el par de fuerzas de compresión concentradas esté aplicado a una distancia medida desde el extremo del miembro menor que $d/2$, el valor de resistencia teórica R_t podrá reducirse en un cincuenta por ciento (50%).

Cuando se requieran rigidizadores transversales, éstos podrán ser apoyados o soldados al ala cargada para desarrollar a totalidad de la carga aplicada. La soldadura que conecta el rigidizador transversal al alma será dimensionada para transmitir la fuerza del rigidizador al alma. Véase también el Artículo 20.11.

Alternativamente, cuando se requieran planchas adosadas, éstas se diseñarán para desarrollar la totalidad de las fuerza aplicada. Véase también el Artículo 20.12.

20.7 CORTE EN EL PANEL DE CONEXIÓN VIGA - COLUMNA

Este Artículo se aplicará a los pórticos de acero no arriostrados con diagonales con Nivel de Diseño ND1. Para los otros Niveles de Diseño se aplicarán los requisitos del Capítulo 11.

Se dispondrán planchas adosadas en la zona del panel de las conexiones viga - columna, tal como se define en el Apéndice G, cuando los cortantes mayorados excedan la resistencia minorada ϕR_v . El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.90$, excepto que controlen los requisitos de la Sección 11.4.5, y la resistencia teórica R_v se calculará de la siguiente manera:

- a) Cuando en el análisis no se consideren los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico

Cuando $N_u \leq 0.40 N_y$

$$R_v = 0.7 F_y d_c t_w \quad (20-9)$$

Cuando $N_u > 0.40 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1.4 - \frac{N_u}{N_y} \right] \quad (20-10)$$

- b) Cuando en el análisis se consideren los efectos de la deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico

Cuando $N_u \leq 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right] \quad (20-11)$$

Cuando $N_u > 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right] \left(1.9 - \frac{1.2 N_u}{N_y} \right) \quad (20-12)$$

En éstas fórmulas las variables tiene el siguiente significado:

A = Área de la sección transversal de la columna.

F_y = Tensión de cedencia del alma de la columna.

N_y = Resistencia cedente a fuerzas normales de la columna, igual al producto $F_y A$.

b_{cf} = Ancho del ala de la columna.

d_b = Altura de la viga.

d_c = Altura de la columna.

t_{cf} = Espesor del ala de la columna.

t_w = Espesor del alma de la columna.

Cuando se requieran planchas adosadas al alma, éstas satisfarán los criterios y requisitos del Artículo 16.4 y serán soldadas para desarrollar la proporción de la fuerza total de corte que deben resistir.

20.8 EXTREMOS DE VIGAS NO CONECTADAS

Se colocará un par de rigidizadores transversales que cubran toda la altura del alma. En los extremos de las vigas no conectadas y no restringidos contra la rotación alrededor de sus ejes longitudinales Véase el Artículo 20.9.

20.9 REQUISITOS ADICIONALES PARA LOS RIGIDIZADORES REQUERIDOS POR FUERZAS CONCENTRADAS

Los rigidizadores transversales cumplirán con los siguientes criterios:

- (1) La suma del ancho de cada rigidizador más la mitad del espesor del alma de la columna no será menor que un tercio del ancho del ala o de la plancha de conexión de momento que entrega la fuerza concentrada.
- (2) Excepto que controlen los requisitos de la Sección 11.2.5, el espesor del rigidizador no será menor que la mitad del espesor del ala o de la plancha de la conexión de momento que entrega la carga concentrada, ni menor que su ancho multiplicado por $1.82\sqrt{F_y/E}$.

En las almas de las vigas se colocarán rigidizadores transversales de soporte que se diseñarán como columnas sometidas a las disposiciones de la Subsección 15.5.1, suponiendo que la sección de la columna está constituida por el par de rigidizadores y una franja del alma centrada con respecto a éstos, cuyo ancho es igual a no más de 25 veces su espesor cuando se trata de rigidizadores internos, o no más de 12 veces su espesor en el caso de rigidizadores situados en el extremo del alma. Para calcular la relación de esbeltez L/r se tomará una longitud efectiva no inferior a 0.75 h.

La soldadura que conecta los rigidizadores al alma deberá ser dimensionada para que transmita las fuerzas en exceso del alma a los rigidizadores. Para la fijación de los rigidizadores de carga, véase la Sección 20.16.1.

20.10 REQUISITOS ADICIONALES PARA LAS PLANCHAS ADOSADAS AL ALMA REQUERIDAS POR FUERZAS CONCENTRADAS

Las planchas adosadas requeridas en los Artículos 20.2 a 20.8 también cumplirán con los siguientes criterios:

- 1 El espesor y la extensión de las planchas adosadas suministrará el material necesario para igualar o exceder las solicitaciones mayoradas.
- 2 La soldadura de las planchas adosadas desarrollarán la proporción del total de las fuerzas transmitidas a éstas.

PARTE 4 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

CAPÍTULO 21 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

21.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán al diseño de las conexiones constituidas por los elementos afectados de los miembros conectados, los elementos de conexión y los medios de unión. Las conexiones y sus componentes se diseñarán para que su resistencia minorada sea igual o mayor que las demandas mayoradas obtenidas de una análisis estructural sobre la estructura o una proporción especificada de la resistencia de los miembros conectados, la que sea apropiada.

El diseño de los elementos afectados de los miembros conectados se tratan en el Artículo 21.14 y el de los elementos de conexión en el Artículo 21.15; las placas bases se abordan en el Artículo 15.10. Los requisitos para el diseño con pernos o soldaduras, se tratan en los Capítulos 21 y 22, respectivamente. Los requisitos sismorresistentes se contemplan en los Artículos 21.2, 21.7 y 21.11, y el efecto de fatiga en el Apéndice D.

21.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Adicionalmente a los requisitos sismorresistentes contemplados en este Capítulo, en los Artículos 21.7 y 21.11, las conexiones, juntas y medios de unión (pernos y soldaduras), utilizados en los miembros que forman parte del sistema resistente a sismos cumplirán con los requisitos particulares correspondientes a cada sistema estructural. Véase los Artículos 22.2 y 23.2.

21.3 RESISTENCIA MÍNIMA DE LAS CONEXIONES

Las conexiones que hayan de transmitir sollicitaciones se diseñarán para una fuerza cortante mayorada no menor de 5000 kgf, excepto en las rejillas, tensores y correas.

21.4 CONEXIONES SOMETIDAS A CARGAS EXCÉNTRICAS

Siempre que sea posible, los ejes baricéntricos de los miembros cargados normalmente que concurren en un punto, se intersectarán en éste; de no ser así, se tomarán en cuenta las fuerzas cortantes y flectoras debidas a la excentricidad. Véase también el Artículo 21.11.

21.5 CONEXIONES SIMPLES

Excepto que el ingeniero estructural lo establezca de otra manera en los documentos del proyecto, las conexiones de las vigas o celosías se diseñarán como flexibles, y normalmente podrán diseñarse sólo para las reacciones de cortante. Las conexiones flexibles en las vigas absorberán las rotaciones de los extremos de las vigas simplemente apoyadas, permitiéndose alguna acción inelástica autolimitada en la conexión para lograr esto. Véase el Artículo 3.4.

21.6 CONEXIONES RÍGIDAS

Las conexiones en los extremos de las vigas y celosías empotradas, se diseñarán considerando los efectos combinados de los momentos y las fuerzas cortantes resultantes de la rigidez de la conexión.

21.7 EMPALMES

21.7.1 *Empalmes de columnas*

Los empalmes de las columnas deberán tener una resistencia minorada igual o mayor que las solicitaciones especificadas en el Capítulo 10. Las columnas de los sistemas resistentes a sismos satisfarán o excederán las solicitaciones establecidas en la Sección 15.5.1, y cumplirán con los siguientes requisitos:

- a) En el segmento adyacente a la conexión viga – columna no se permitirán empalmes con juntas soldadas de ranura de penetración parcial o soldaduras de filete. La longitud de este segmento será el menor valor entre 1.20 m y la mitad de la altura libre de la columna. Los empalmes que estén solicitados por fuerzas netas de tracción bajo la combinación (10-10) se realizarán con material de relleno que cumpla con los requisitos de tenacidad dados en el Artículo 23.2, además de cumplir con los dos requisitos siguientes:
 1. En las juntas soldadas de penetración parcial la resistencia minorada deberá ser por lo menos igual al doscientos por ciento (200 %) de las solicitaciones mayoradas.
 2. La solicitación mayorada mínima para cada ala no será menor que $0.5 R_y F_y A_f$, en donde $R_y F_y$ es la resistencia cedente esperada del material de la columna y A_f es el área del ala de la menor columna conectada.
- b) No se requerirán transiciones biseladas en las uniones de columnas con juntas soldadas de ranura de penetración parcial permitidas en el párrafo (a), cuando ocurran cambios de espesor y de ancho de las alas.

21.7.2 *Empalmes en vigas*

Los empalmes en las vigas que se efectúen mediante soldaduras de ranura deberán ser capaces de desarrollar totalmente la resistencia minorada de la menor de las secciones empalmadas. Los empalmes de otros tipos, realizados en las secciones transversales de las vigas, deberán ser capaces de desarrollar las solicitaciones mayoradas en el punto de empalme.

21.7.3 Empalmes en secciones pesadas

Esta Sección se aplicará a los perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M, o los miembros compuestos fabricados con planchas de más de 50 mm de espesor y en donde la sección transversal empalmada está sometida a fuerzas de tracción debidas a tracción o tracción por flexión. Cuando los elementos individuales de la sección transversal se empalman previamente a la formación de la sección transversal del miembro compuesto, de acuerdo con el Artículo 5.2.16 de la Norma AWS D1.1, los requisitos establecidos en este Artículo se sustituirán por las disposiciones aplicables de la AWS D1.1. Cuando en estas secciones las fuerzas de tracción son transmitidas a través de los empalmes soldados de ranura de penetración completa, se cumplirá con las siguientes disposiciones contenidas en la presente Norma:

Sección 5.2.3 y Artículos 5, en lo referente a requisitos de entalladura - tenacidad del material.

Sección 21.9, requisitos sobre los detalles de los agujeros de acceso por soldadura.

Artículo 23.5, requisitos de precalentamiento de la soldadura.

Artículo 33.4, requisitos para la preparación e inspección de las superficies cortadas térmicamente.

En los empalmes a tracción de los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y las secciones armadas con materiales de espesor mayor de 50 mm, se eliminarán las planchas de respaldo así como cualquier material necesario para iniciar o terminar la soldadura, dejando las superficies lisas.

En los empalmes de los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y las secciones armadas con materiales de espesor mayor de 50 mm, utilizados como miembros principales a compresión, así como en todos los agujeros de accesos hechos para facilitar la operaciones de la soldadura de ranura se satisfarán las disposiciones del Artículo 21.9.

Alternativamente, los empalmes de tales miembros comprimidos, incluyendo aquellos miembros solicitados a tracción debido a las acciones del viento o de sismo, cumplirán con los detalles de empalmes que no induzcan grandes tensiones de retracción en la soldaduras, como por ejemplo las soldaduras de ranura de penetración parcial en las alas con la soldadura de filete en las superficies solapadas de las planchas de empalmes en el alma, planchas de empalmes empernadas solapadas en el alma, o la combinación de planchas de empalmes de planchas solapadas empernadas y/o soldadas a filete.

21.8 PLANCHAS DE RELLENO

En las construcciones soldadas, las plancha de relleno con espesor igual o mayor que 6 mm se prolongarán más allá de los bordes de la plancha de empalme, y se soldarán a la parte sobre la cual se acomode con suficiente soldadura para transmitir la carga de la plancha de empalme, aplicada sobre la superficie de una plancha de relleno. Las soldaduras que unen las planchas de empalmes al elemento de relleno transmitirán la carga de la plancha de empalme y deberán tener suficiente longitud para evitar sobrecargar el elemento de relleno a lo largo del borde de la soldadura. Cualquier plancha de relleno con espesor menor de 6 mm deberá quedar a ras con los bordes de la plancha de empalme. El tamaño de la soldadura deberá ser el requerido para transmitir la carga en la plancha de empalme sumado el espesor de la plancha de relleno.

Cuando los pernos que soporten las cargas de cálculo pasen a través de planchas de relleno más gruesas de 6 mm, excepto en conexiones de deslizamiento crítico con pernos de alta resistencia, los rellenos se extenderán más allá del material de empalme. Tal prolongación se fijará con suficientes pernos para distribuir uniformemente la tensión total en el miembro sobre la sección constituida por éste y el relleno, o bien se incluirá en la conexión un número equivalente de pernos. Las planchas de relleno con espesores desde 6 hasta 19 mm inclusive, no necesitarán extenderse y desarrollarse si la resistencia minorada al cortante de los pernos se reduce por el factor $0.4(t - 6)$, donde t es el espesor total de las planchas de relleno superior a 19 mm.

21.9 CORTES EN LAS VIGAS Y AGUJEROS DE ACCESO

Todos los agujeros de accesos necesarios para facilitar las operaciones de soldadura tendrán una longitud desde el borde de preparación de la soldadura no menor de 1.5 veces el espesor del material en el cual se hace el agujero. La altura del agujero de acceso será adecuado para la deposición del metal de soldadura en las planchas adyacentes, con holgura para las planchas requeridas para iniciar o finalizar la soldadura en el material sobre el cual se ha hecho el agujero, pero no menor del espesor del material. En los perfiles individuales y los miembros compuestos, todos los cortes en las alas y el alma de las vigas y los agujeros de acceso estarán libres de entalladuras y esquinas con re-entrantes agudos, excepto en el filete de soldadura alma - alas de los miembros compuestos, donde se permite que el agujero de acceso termine perpendicularmente a las alas.

En los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y las secciones armadas con materiales de espesor mayor de 50 mm, los cortes térmicos de los elementos de las vigas y de los agujeros de acceso serán pulidos a metal brillante e inspeccionados previamente a la deposición de la soldadura de empalme, bien por el método de partículas magnéticas o por el método de líquidos penetrantes. No necesitan ser pulidas las curvas de transición de los agujeros de accesos y los cortes en las vigas formados a partir de agujeros pretaladrados o aserrados. En los perfiles que no pertenezcan a estos Grupos, los agujeros de acceso y los cortes no necesitarán ser pulidos ni inspeccionados por los métodos de líquidos penetrantes o partículas magnéticas.

21.10 DISPOSICIÓN DE SOLDADURAS Y PERNOS

Los baricentros de los grupos de pernos o soldaduras colocados en los extremos de cualquier miembro que transmitan a éste fuerzas axiales, se situarán sobre la directriz del miembro, a menos que se consideren los efectos producidos por las excentricidades resultantes. Salvo en los miembros sometidos a variaciones repetidas de tensiones, tal como se define en el Apéndice D, no es necesario disponer las soldaduras de filete de manera que su baricentro coincida con la directriz del miembro, en las conexiones de los extremos de miembros de ángulo sencillo, ángulos dobles o miembros similares estáticamente cargados.

21.11 PERNOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURAS

En el mismo plano de falla de las juntas de los sistemas resistentes a sismos los pernos no compartirán las cargas con las soldaduras.

En las obras nuevas se considerará que los pernos A307 o los pernos de alta resistencia usados en las conexiones de aplastamiento, no comparten las solicitaciones mayoradas en combinación con las soldaduras. Las soldaduras, en caso de utilizarse, tendrán que diseñarse para absorber todas las solicitaciones mayoradas de la conexión. Se podrá considerar que los pernos de alta resistencia instalados en una conexión del tipo de deslizamiento crítico antes de efectuar las soldaduras, comparten las solicitaciones mayoradas con éstas.

Al hacer alteraciones a las estructuras por medio de soldaduras, los pernos de alta resistencia apretados adecuadamente para satisfacer los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico, pueden utilizarse para soportar las cargas permanentes existentes, siendo necesario diseñar las soldaduras únicamente para que suministren la resistencia minorada adicional requerida.

21.12 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA COMBINADOS CON REMACHES

Tanto en obras nuevas como al hacer alteraciones en las existentes se puede considerar que los pernos de alta resistencia instalados como conexiones del tipo de deslizamiento crítico según los requisitos del Capítulo 22, comparten las solicitaciones con los remaches.

21.13 LIMITACIONES EN EL USO DE CONEXIONES SOLDADAS Y EMPERNADAS

Para las conexiones que se especifican a continuación, con las limitaciones establecidas para los sistemas resistente a sismos, en las conexiones que se enumeran a continuación se utilizarán pernos de alta resistencia apretados adecuadamente o soldaduras:

En los empalmes de las columnas de todas las estructuras de edificios con 60 m o más de altura.

En los empalmes de las columnas para estructuras de edificios entre 30 y 60 metros de altura, cuando la menor dimensión horizontal sea inferior al cuarenta por ciento (40 %) de la altura.

En los empalmes de las columnas para estructuras de edificios con menos de 30 m de altura, si la menor dimensión lateral es inferior al veinticinco por ciento (25 %) de la altura.

En las conexiones de todas las vigas con columnas y de otras vigas de las cuales dependa el arriostramiento de las columnas, para estructuras con más de 40 m de altura.

En el caso de estructuras que soportan grúas de más de 5000 kgf de capacidad, en los empalmes de sus celosías de techo y en las conexiones de éstas con las columnas, en los empalmes y arriostramientos de las columnas, así como en los arriostramientos en las esquinas y en los apoyos de las grúas.

En las conexiones para los apoyos de maquinaria móvil, o de otras cargas variables que produzcan impacto o inversión de tensiones.

En cualquier otra conexión estipulada en los planos del proyecto.

En todos los otros casos, las conexiones pueden efectuarse con pernos A307 o pernos de alta resistencia normalmente apretados sin holgura.

Para los propósitos de este Artículo, la altura de una estructura de edificio se tomará como la distancia vertical desde el nivel de la acera hasta el punto más alto de las vigas de techo, en el caso de techos horizontales, o hasta la altura promedio de los techos inclinados, cuando éstos tengan una pendiente de más de doce y medio grados (12.5°) o veintidos por ciento (22 %). Donde no se haya establecido el nivel de acera, o donde la estructura sea contigua a una calle, se utilizará como referencia el nivel promedio del terreno colindante. Los penthouses se pueden excluir en el cálculo de la altura de la estructura.

21.14 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS AFECTADOS EN LOS MIEMBROS CONECTADOS

La resistencia minorada de los elementos afectados en los miembros conectados (por ejemplo las almas de las vigas) será el menor valor que resulte de evaluar los siguientes modos de falla que determinan el estado límite de agotamiento resistente: rotura por corte, rotura por tracción y rotura por bloque de corte.

21.14.1 Resistencia a la rotura por corte

La resistencia minorada a lo largo del plano de falla de cortante en los elementos afectados de miembros conectados será igual a ϕR_t , donde :

$$R_t = 0.6 F_u A_{nv} \quad (21-1)$$

A_{nv} = Área neta sometida a corte

$\phi = 0.75$

21.14.2 Resistencia a la rotura por tracción

La resistencia minorada a lo largo del plano de tracción en los elementos afectados de los miembros conectados será igual a ϕR_t , donde :

$$R_t = F_u A_{nt} \quad (21-2)$$

A_{nt} = Área neta sometida a tracción

$$\phi = 0.75$$

21.14.3 Resistencia por rotura en el bloque de corte

Se verificará el estado límite de agotamiento resistente por rotura en el bloque de corte en las conexiones de los extremos de las vigas cuya ala superior haya sido cortada y desmembrada y situaciones similares, en los miembros traccionados y en las planchas usadas como cartelas (planchas de nodos). La resistencia minorada a la rotura por bloque de corte, ϕR_{bs} , estará determinada por el mecanismo que controle el modo de falla:

- (a) Cuando $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv}$, el mecanismo de falla es de cedencia por corte y fractura por tracción

$$\phi R_{bs} = \phi [0.6 F_y A_v + F_u A_{nt}] \quad (21-3a)$$

- (b) Cuando $0.6 F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$, el mecanismo de falla es de cedencia por tracción y fractura por corte

$$\phi R_{bs} = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_t] \quad (21-3b)$$

- (c) En todos los casos $\phi R_{bs} \leq \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{nt}]$

En las fórmulas (21-3),

A_{nt} = Área neta traccionada.

A_{nv} = Área neta sometida a corte.

A_t = Área total traccionada.

A_v = Área total sometida a corte.

$$\phi = 0.75.$$

21.15 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN

Las disposiciones de este Artículo se aplicarán al diseño de los elementos de conexión, tales como los rigidizadores, las cartelas o planchas de nodos, los ángulos, las ménsulas y el panel de las conexiones viga - columna. Véase también el Artículo 21.10.

21.15.1 Resistencia de los elementos de conexión traccionados

La resistencia minorada ϕR_t de los elementos de conexión soldados o empernados, estáticamente traccionados, como por ejemplo los empalmes y las cartelas, será el menor valor obtenido de analizar los siguientes estados límites de agotamiento resistente.

- (a) Cedencia por tracción

$$R_t = A F_y \quad (21-4)$$

$$\phi = 0.90$$

- (b) Rotura por tracción

$$R_n = A_n F_u \quad (21-5)$$

$$\phi = 0.75$$

El área neta estará limitada al valor de $A_n \leq 0.85 A$

- (c) Rotura por bloque de corte

Se calculará según los criterios de la Sección 21.14.3

21.15.2 Otros elementos de conexión

Para todos los otros elementos de conexión, su resistencia minorada ϕR_t se determinará para el estado límite aplicable que asegure que sea igual o mayor que las solicitaciones mayoradas. Se calculará la resistencia minorada R_t apropiada para la geometría y el tipo de cargas en el elemento de conexión. La cedencia por corte en los elementos de conexión se calculará con

$$R_t = 0.60 A F_y \quad (21-6)$$

$$\phi = 0.90$$

Para los elementos de conexión comprimidos, se seleccionará el estado límite apropiado.

21.16 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

21.16.1 *En el área de contacto de materiales de acero*

La resistencia minorada al aplastamiento en las superficies de contacto será ϕR_t . El factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.75$ y la resistencia teórica R_t dependerá de los diferentes tipos de superficies, como se indica a continuación:

- (a) Para superficies precisamente planas, en los pasadores colocados en los agujeros escariados, taladrados o perforados, y en los extremos de los rigidizadores de apoyo

$$R_t = 1.8 F_y A_{pb} \quad (21-7)$$

donde:

A_{pb} = Proyección del área de apoyo.

F_y = Tensión cedente mínima especificada.

- (b) En los rodillos de las juntas de dilatación y en los balancines

Cuando $d \leq 63.5$ cm

$$R_t = 0.06 (F_y - 914) L d \quad (21-8)$$

Cuando $d > 63.5$ cm

$$R_t = 0.478 (F_y - 914) L \sqrt{d} \quad (21-9)$$

donde:

L = Longitud de apoyo, cm.

d = Diámetro del rodillo o balancín, cm.

21.16.2 *Aplastamiento en apoyos de concreto*

En ausencia de normas o reglamentaciones referentes a la resistencia por aplastamiento de los apoyos de concreto, se tomará como resistencia minorada $\phi_c N_p$, con $\phi_c = 0.60$ y N_p de acuerdo con los siguientes casos:

- (a) En el área total del apoyo de concreto

$$N_p = 0.85 F_c A_1 \quad (21-10)$$

(b) En un área parcial del apoyo de concreto, con la condición $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$

$$N_p = 0.85F_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \quad (21-11)$$

En las fórmulas (21-10) y (21-11):

A_1 = Área de contacto del acero que descansa concéntricamente sobre un apoyo de concreto, cm^2 .

A_2 = Máxima área de la porción de la superficie de concreto que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada, cm^2 .

F_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión, kgf/cm^2 .

CAPÍTULO 22 PERNOS Y PARTES ROSCADAS

22.1 ALCANCE

Excepto que en esta Norma se exija lo contrario, el uso de los pernos de alta resistencia cumplirá con la norma *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using A325 or A490 Bolts* (Especificación para el Diseño por el Método de los Estados Límites de las Juntas Estructurales con Pernos ASTM A325 o A490) aprobada por el *Research Council on Structural Connections* (Consejo de Investigaciones sobre Conexiones Estructurales).

Las conexiones mediante pernos o partes roscadas cumplirán con los requisitos dimensionales y de diseño del presente Capítulo, tanto si la conexión es del tipo de aplastamiento como si es del tipo de deslizamiento crítico. Las conexiones de deslizamiento crítico verificarán los estados límites de agotamiento resistente y de servicio. Las conexiones tipo aplastamiento solo requieren verificar el estado límite de agotamiento resistente.

22.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES DE LAS JUNTAS EMPERNADAS

Las juntas empernadas de los miembros de los sistemas resistentes a sismo se diseñarán y fabricarán para que sean controladas por un estado límite dúctil en el miembro o en la conexión, cualquiera de los dos.

Las juntas empernadas de los miembros y conexiones que forman parte del sistema resistente a sismos se harán con pernos de alta resistencia que se instalarán con una fuerza de tracción no menor a la dada en la Tabla 22.7. Todas las superficies de contacto se prepararán como superficies Clase A o mejor para la condición de juntas de deslizamiento crítico. La resistencia minorada a corte de las juntas empernadas se podrá calcular como juntas de tipo aplastamiento.

Conforme al Artículo 21.11, en un mismo plano de contacto las juntas empernadas no compartirán las cargas con las soldaduras.

La resistencia minorada al cortante y/o a las combinaciones de corte y tracción de las juntas empernadas será la establecida en este Capítulo, excepto que la resistencia teórica al aplastamiento en los agujeros de los pernos no se tomará mayor que $2.4 d t F_u$.

La resistencia minorada al aplastamiento de las juntas empernadas será suministrada por agujeros estándar o de ranura corta colocada perpendicularmente a la línea de acción de la fuerza, a menos que experimentalmente se justifique un tipo de agujero alternativo como parte del ensayo de un ensamblaje, según el Apéndice F.

22.3 DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS

Los tamaños máximos de los agujeros para pernos serán los de la Tabla 22.2 excepto que podrán utilizarse agujeros más grandes en las bases de las columnas, cuando sean necesarios por las tolerancias en la localización de los pernos de anclaje en las fundaciones de concreto.

A menos que el ingeniero estructural responsable por el proyecto lo especifique de otra manera, los agujeros serán del tamaño estándar. No se usarán agujeros de ranura en las conexiones de los miembros sometidos a fatiga.

Podrán utilizarse planchas de relleno de hasta 6 mm de espesor en las conexiones de deslizamiento crítico diseñadas con agujeros estándar sin reducir la resistencia teórica al cortante del perno especificada para perforaciones alargadas. Véase el Capítulo 33.

22.3.1 Agujeros agrandados

Podrán utilizarse agujeros agrandados en todos los empalmes diseñados con conexiones de deslizamiento crítico, pero no en las conexiones por aplastamiento.

22.3.2 Agujeros de ranura corta

Los agujeros de ranura corta podrán utilizarse en todos los empalmes, sean diseñados como conexiones tipo aplastamiento o de deslizamiento crítico. En las conexiones de deslizamiento crítico no será necesario considerar la orientación de la ranura en el agujero, pero en las conexiones del tipo aplastamiento, la dirección de la ranura en el agujero será perpendicular a la línea de acción de la carga.

22.3.3 Agujeros de ranura larga

Se utilizarán agujeros ranura larga solamente en una de las partes empalmadas de una conexión de deslizamiento crítico o por aplastamiento que presente una superficie de contacto individual. Los agujeros de ranura larga podrán utilizarse sin consideración de la dirección de la carga en conexiones de deslizamiento crítico, pero serán perpendiculares a la dirección de la carga en conexiones tipo aplastamiento. En las planchas exteriores con agujeros de ranura larga se suministrarán pletinas a modo de arandelas o pletinas continuas con agujeros estándar de tamaño suficiente como para cubrir totalmente el agujero de ranura larga después de su colocación. En las conexiones con pernos de alta resistencia, las arandelas de pletina o las pletinas continuas tendrán un espesor no menor de 8 mm (5/16 plg) y de un material de grado estructural no necesariamente endurecido.

22.4 SEPARACIÓN ENTRE LOS CENTROS DE AGUJEROS

22.4.1 Separación mínima

La distancia entre los centros de los agujeros de cualquier tamaño no será menor a 2.7 veces el diámetro nominal del perno, pero preferiblemente no será menor de 3 diámetros. La separación entre pernos cumplirá con los requisitos de aplastamiento de la Sección 22.9.1.

22.4.2 Separación máxima

La separación longitudinal entre los pernos de elementos en contacto continuo consistentes de una plancha y un perfil o dos planchas será la indicada a continuación:

- (a) En los miembros pintados o los no pintados y no sometidos a corrosión, la separación no excederá de 24 veces el espesor de la plancha más delgada ni de 300 mm.
- (b) En los miembros no pintados de acero resistente a la corrosión sujetos a la corrosión atmosférica, la separación no excederá de 14 veces el espesor de la plancha más delgada ni 180 mm.

22.5 DISTANCIAS A LOS BORDES

22.5.1 Distancias mínimas

Las distancias de los centros de los agujeros estándar a cualquier borde no será menor que las especificadas en la Tabla 22.3 ni al valor requerido por las disposiciones de la Sección 22.8.1. La distancia del centro de los agujeros ensanchados o alargados a cualquier borde será menor que la estipulada para agujeros estándar más el incremento aplicable s_2 de la Tablas 22.5. Las distancias a los bordes cumplirán con los requisitos de aplastamiento de la Sección 22.9.2.

En las conexiones de deslizamiento crítico la distancia desde el centro del perno extremo hasta el borde de la parte conectada hacia el cual se dirigen las cargas cumplirá con los requisitos de la Sección 22.9.2, a fin de garantizar la resistencia minorada al aplastamiento.

22.5.2 Distancias máximas

La distancia máxima desde el centro de un conector al borde más cercano de una de las piezas en contacto será 12 veces el espesor de la plancha, pero no excederá de 150 mm.

22.6 INSTALACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos A449 en conexiones traccionadas y sometidos a corte en las uniones del tipo aplastamiento que deban ser apretados más del cincuenta por ciento (50 %) de su resistencia mínima especificadas, se instalarán con una arandela endurecida ASTM F436 bajo la cabeza del tornillo, a su vez, las tuercas deberán cumplir con los requisitos de la norma ASTM A563. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las arandelas, estarán libres de escamas, excepto las cascarillas de laminación no protuberantes. Todos los pernos A325/A325M y A490/A490M, excepto como se indicará más adelante, se apretarán hasta que alcancen una fuerza de tracción no menor que la especificada en la Tabla 22.7. El apriete se efectuará por uno de los siguientes cuatro métodos: el método denominado *rotación de la tuerca*; mediante un indicador directo de tracciones; con llaves de tuerca adecuadamente calibradas; o por medio de un diseño alternativo del perno. Una vez instalados los pernos, su rosca deberá sobresalir de la tuerca.

Los pernos A325/A325M en conexiones de tipo aplastamiento en las cuales se permita el deslizamiento, solicitados en tracción o por corte y tracción simultáneas se podrán apretar normalmente cuando el aflojamiento del perno o su fatiga debida a vibraciones o fluctuaciones de carga no sea una condicionante del diseño. La condición de apriete normal se refiere al contacto firme entre las partes conectadas que se obtiene por unos pocos golpes de una llave de impacto o por el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave común. Para apretar los pernos en esta condición normal deberá utilizarse el valor de resistencia teórica de la Tabla 22.7 para conexiones del tipo aplastamiento. Los pernos que deban apretarse normalmente se identificarán claramente en los planos de taller y de montaje.

22.7 USO DE ARANDELAS

Se usarán arandelas debajo de la cabeza o tuerca del perno que gira durante el apriete con llave calibrada. Donde se utilicen pernos A490/A490M o A449, las arandelas serán de acero endurecido conforme a la norma ASTM F346.

Se usarán arandelas en los siguientes casos:

- (a) Debajo de la cabeza y la tuerca de pernos A490/A490M utilizados en aceros con tensión cedente mínima especificada menor de 2800 kgf/cm^2 .
- (b) En los pernos A490/A490M de diámetro mayor de 25 mm (1 plg), instalados en los empalmes externos sobre agujeros agrandados o de ranura, se sustituirá la arandela normal por una sola arandela endurecida ASTM F346 de espesor no menor de 8 mm (5/16 plg).
- (c) Se usarán arandelas biseladas para compensar la pérdida de paralelismo en las superficies que tengan pendientes mayores del cinco por ciento (5 %) con respecto al plano normal al eje del perno.
- (d) En las caras exteriores de los empalmes con agujeros agrandados o ranurados. Donde se usen pernos de alta resistencia las arandelas serán de acero endurecido.
- (e) Las arandelas de acero endurecido requeridas para los pernos de alta resistencia en agujeros de ranura larga se colocarán sobre la superficie exterior de la arandela de pletina o la pletina continua.

22.8 GROSORES DE PENSADO GRANDES

El número de pernos A307 que aporten a la resistencia de la conexión se aumentará en un uno por ciento (1%) por cada 2 mm (1/16") adicionales al grosor de pensado cuando éste exceda de 5 diámetros.

22.9 DISEÑO PARA EL ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

En las conexiones empernadas se verificará que su resistencia minorada a la tracción normal, al corte, al corte y la tracción combinadas, cuando sea aplicable, y al aplastamiento, sea mayor que las producidas por las sollicitaciones mayoradas. Las juntas empernadas se configurarán de manera de garantizar que el estado límite de agotamiento resistente se alcanzará de modo dúctil, tal como la cedencia por tracción y el aplastamiento de los pernos.

22.9.1 Resistencia a la tracción y al corte

La resistencia minorada al tracción o corte de los pernos o de las partes roscadas será ϕR_t , donde:

$$R_t = F_t A_b \quad (22.1)$$

En esta expresión:

A_b = Área del perno correspondiente a su diámetro nominal.

F_t = Tensión teórica de corte (F_{tv}) o tracción normal (F_{tn}) para el tipo de perno o parte roscada dada en la Tabla 22.6.

R_t = Resistencia teórica de un perno sometido a corte o tracción normal.

ϕ = Factor de minoración de la resistencia teórica dado en la Tabla 22.6.

22.9.2 Resistencia al aplastamiento

La resistencia minorada al aplastamiento se verificará tanto en las conexiones tipo aplastamiento como en las de deslizamiento crítico. El uso de agujeros agrandados y de ranura en la dirección paralela a la línea de fuerza está restringida a las conexiones de deslizamiento crítico según lo dispuesto en el Artículo 22.3.

La resistencia minorada al aplastamiento de la conexión será la suma de las resistencias minoradas al aplastamiento de los pernos individuales. En las uniones de los sistemas resistentes a sismos esta resistencia minorada no será mayor que $2.4d t F_u$.

Para un perno en una conexión con agujeros estándar, agujeros agrandados y agujeros de ranura corta independientemente de la dirección de la línea de acción de las fuerzas, o en agujeros de ranura larga donde el eje mayor de la ranura es paralelo a la fuerza de aplastamiento la resistencia minorada al aplastamiento será ϕR_t , con un factor de minoración de la resistencia teórica $\phi = 0.75$ y la resistencia teórica R_t se determinará como se indica a continuación:

1. Cuando la deformación en el agujero del perno sometido a sollicitaciones de servicio es una consideración de diseño:

$$R_t = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \quad (22.2)$$

2. Cuando la deformación en el agujero del perno sometido a solicitaciones de servicio no es una consideración de diseño:

$$R_t = 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u \quad (22.3)$$

3. Para un perno en una conexión con agujeros de ranura larga, cuyo eje mayor sea perpendicular a la dirección de la línea de acción de las fuerzas

$$R_t = L_c t F_u \leq 2.0 d t F_u \quad (22.4)$$

A continuación se explica el significado de las variables que se utilizan en esta Sección:

F_u = Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para la parte conectada.

L_c = Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o al borde del material.

d = Diámetro nominal del perno.

t = Espesor de la parte conectada.

22.9.3 Resistencia al corte y tracción combinadas

En las conexiones de tipo aplastamiento la resistencia minorada de los pernos y partes roscadas sometidos a tracción y corte combinados será $\phi F_t A_b$, con un factor de minoración de la resistencia teórica $\phi = 0.75$ y F_t es la tensión teórica de tracción calculada de las fórmulas dadas en la Tabla 22.7 como función f_v , la tensión de corte producida por las solicitaciones mayoradas. La tensión minorada ϕF_t dada en la Tabla 22.6 deberá ser igual o mayor que la tensión de corte mayorada, f_v .

En las conexiones del tipo deslizamiento crítico la resistencia minorada de los pernos y partes roscadas sometidos a tracción y corte combinados se determinará conforme a las Secciones 22.10.1 o 22.10.2.

22.9.4 Efecto de apalancamiento

La resistencia minorada de los pernos requerida para soportar tracciones directas se calculará considerando los efectos de las cargas externas mayoradas y cualquier tracción resultante del efecto de apalancamiento producido por la deformación de las partes conectadas.

22.9.5 Fatiga

Véase el Apéndice D5.

22.10 DISEÑO POR RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Adicionalmente a los requisitos del Artículo 22.9, las conexiones del tipo de deslizamiento crítico cumplirán con los siguientes:

22.10.1 *Diseño para el estado límite de servicio*

En las conexiones emperradas del tipo de deslizamiento crítico se verificará que bajo las cargas de servicio no se produzca deslizamiento.

La resistencia minorada al corte será igual o mayor que el corte en el perno debido a las solicitaciones de servicio. La resistencia minorada a por corte de un perno en una conexión de deslizamiento crítico será $\phi F_v A_b$, donde:

F_v = Tensión teórica a corte en conexiones de deslizamiento crítico, dada en la Tabla 22.9.

ϕ = 1.0 en agujeros estándar, agrandados, de ranura corta y larga cuando el alargamiento sea perpendicular a la línea de fuerza.

0.85 en agujeros de ranura larga cuando el alargamiento sea paralelo a la línea de fuerza.

Cuando la hipótesis de solicitaciones de servicio incluya solicitaciones debidas al viento adicional a las solicitaciones permanentes y variables, el corte total sobre el perno será multiplicado por 0.75.

Los valores de F_v en la Tabla 22.9 se han calculado con un coeficiente de deslizamiento $\mu = 0.33$ correspondiente a una superficie Clase A, que comprende superficies limpias de cascarilla de laminación y superficies limpiadas con chorro de arena y protegidas con un protector Clase A. Cuando los documentos contractuales especifiquen condiciones especiales para las superficies en contacto, la resistencia teórica al deslizamiento se ajustará a los valores aplicables de la norma del *Research Council on Structural Connections*, citada en el Artículo 22.1.

La resistencia minorada a corte de un perno solicitado por una fuerza de tracción sin mayorar T_{sb} que reduce su fuerza neta de apriete, será $\phi F_v A_b$ multiplicada por el siguiente factor :

$$1 - \frac{T_{sb}}{0.8 T_b n_b} \quad (22-5)$$

donde

T_b = Carga mínima de pretensión dada en la Tabla 22.7.

n_b = Número de pernos que soporta la tracción de servicio T_{sb} .

22.10.2 *Diseño para el estado límite de agotamiento resistente*

En el estado límite de agotamiento resistente la resistencia minorada al deslizamiento de un perno, ϕR_{str} , será igual o mayor que las solicitaciones mayoradas. La resistencia teórica será:

$$R_{str} = 1.13 \mu T_b n_s \quad (22-6)$$

con el siguiente significado de las variables:

T_b = Tracción mínima del conector dada en la Tabla 22.7.

n_s = Número de planos de deslizamiento.

μ = Coeficiente medio de deslizamiento para superficies Clases A, B o C.

A menos que se establezca mediante ensayos, se utilizarán los siguientes valores:

- (a) Superficies Clase A. Son las superficies libres de cascarilla de laminación no pintadas o superficies limpiadas por medio de chorro de arena y protegidas con un protector Clase A, $\mu = 0.33$.
- (b) Superficies Clase B. Son las superficies limpiadas con chorro de arena y no pintadas o superficies limpiadas con chorro de arena y protegidas con un protector Clase B, $\mu = 0.50$.
- (c) Superficies Clase C. Superficies galvanizadas en caliente y superficies rugosas, $\mu = 0.35$.

Se usarán los siguientes valores para el factor de minoración de la resistencia, ϕ , en función del tipo de agujero:

- (a) Para agujeros estándar, $\phi = 1.0$.
- (b) Para agujeros agrandados y de ranura, $\phi = 0.85$.
- (c) Para agujeros de ranura larga transversales a la dirección de la carga, $\phi = 0.70$.
- (d) Para agujeros de ranura larga paralelos a la dirección de la carga, $\phi = 0.60$.

En las conexiones de deslizamiento crítico diseñadas con agujeros estándar podrán utilizarse calzas o planchas de ajuste de hasta 6 mm de espesor sin reducir la resistencia nominal de corte del conector especificada para perforaciones de ranura.

La resistencia minorada a corte de un perno solicitado por una fuerza de tracción mayorada T_{ub} que reduce su fuerza neta de apriete, será ϕR_{str} , multiplicada por el siguiente factor:

$$1 - \frac{T_{ub}}{1.13 T_b n_b} \quad (22-7)$$

donde

T_b = Carga mínima de pretensión dada en la Tabla 22.7.

n_b = Número de pernos que soportan la tracción mayorada T_{ub} .

TABLA 22.1
DIMENSIONES DE LOS PERNOS

DIMENSIÓN DEL PERNO		DIÁMETRO NOMINAL	ÁREA NOMINAL
		d	A _b
Métrico	Inglés	mm	cm ²
	½	12.7	1.27
	5/8	15.9	1.98
M16		16.0	2.01
	3 /4	19.1	2.85
M20		20.0	3.14
M22		22.0	3.80
	7/8	22.2	3.88
M24		24.0	4.52
	1	25.4	5.07
M27		27.0	5.73
	1 1/8	28.6	6.41
M30		30.0	7.07
	1 ¼	31.8	7.92
	1 3/8	34.9	9.58
M36		36.0	10.2
	1 1/2	38.1	11.4

TABLA 22.2
DIMENSIONES NOMINALES DE AGUJEROS

DIÁMETRO DEL PERNO d mm (plg)	DIMENSIONES DE AGUJEROS, d _a			
	<i>Estándar</i> Diámetro	<i>Agrandados</i> Diámetro	<i>Ranura corta</i> (ancho x largo)	<i>Ranura larga</i> (ancho x largo)
13 (1/2)	14.3	15.9	14.3 x 17.5	14.3 x 31.8
16 (5/8)	17.5	20.6	17.5 x 22.2	17.5 x 39.7
M16	18.0	20.0	18 x 22	18 x 40
19 (3/4)	20.6	23.8	20.6 x 25.4	20.6 x 47.6
M20	22.0	24.0	22 x 26	22 x 50
M22	24.0	28.0	24 x 30	24 x 55
22 (7/8)	23.8	27.0	23.8 x 28.6	23.8 x 55.6
M24	27.0 (a)	30.0	27 x 32	27 x 60
25 (1)	27.0	31.8	27.0 x 33.3	27.0 x 63.5
M27	30.0	35.0	30 x 37	30 x 67
≥ 29 (1 1/4)	d+ 2.0	d + 8.0	(d + 2.0) (d + 9.5)	(d + s.0) (2.5d)
M30	33.0	38.0	33 x 40	33 x 75
≥ M36	d+ 3.0	d + 8.0	(d + 3) (d +10)	(d + 3) (2.5d)

Nota: (a) La tolerancia permite usar pernos de 25 mm.

TABLA 22.3
DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE ^(A)

L_e en mm
(Centro del agujero estándar al borde de la parte conectada ^(b))

DIAMETRO NOMINAL DEL PERNO d mm (plg)	A BORDES CORTADOS CON CIZALLA	A BORDES LAMINADOS DE PLATINAS, PERFILES O BARRAS Y BORDES CORTADOS CON SOPLETE ^(c)
13 (1/2)	22	19
16 (5/8)	29	22
M16	28	22
19 (3/4)	32	25
M20	34 ^(d)	26
M22	38 ^(d)	28
22 (7/8)	38 ^(d)	29
M24	42 ^(d)	30
25 (1)	44 ^(d)	32
M27	48	34
29 (1 1/8)	51	38
M30	52	38
32 (1 1/4)	57	41
≥ 32 (1 1/4)	1.75d	1.25 d
M36	64	46
≥ M36	1.75d	1.25d

Notas:

- (a) Se permite usar una menor distancia cuando resulte de las Fórmulas del Artículo 22.9 :
- (b) Para agujeros agrandados o de ranura, véase la Tabla 22.6
- (c) Todas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando la perforación está en un punto en donde la tensión no excede el veinticinco por ciento (25 %) de lamáxima resistencia en el elemento.
- (d) Pueden ser 32 mm en los extremos de ángulos que conectan vigas y en las conexiones con planchas extremas.

TABLA 22.4
VALORES DEL INCREMENTO DE SEPARACIÓN

s_1 , mm

DIÁMETRO NOMINAL DEL PERNO d mm (plg)	AGUJEROS AGRANDADOS	AGUJEROS DE RANURA		
		PERPENDICULAR A LA LÍNEA DE FUERZA	PARALELA A LA LÍNEA DE LA FUERZA	
			RANURA CORTA	RANURA LARGA ^(a)
≤ 22 (M22; 7/8)	3	0	5	$1.5d - 2.0$
M24; 25 (1)	5	0	6	37
$\geq M27; 29$ (1 1/8)	6	0	8	$1.5d - 2.0$

Nota:

- (a) Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida en la Tabla 22.1, el incremento s_1 puede reducirse en la diferencia entre la longitud máxima y la longitud real de la ranura.

TABLA 22.5
VALORES DEL INCREMENTO DE DISTANCIA AL BORDE

s_2 , mm

DIÁMETRO NOMINAL DEL PERNO d mm (plg.)	AGUJEROS AGRANDADOS	AGUJEROS DE RANURA		
		PERPENDICULARES AL BORDE		PARALELOS AL BORDE
		RANURA CORTA	RANURA LARGA (a)	
≤ 22 (M22; 7/8)	2	3		
M24; 25 (1)	3	3	$0.75 d$	0
$\geq M27; 29$ (1 1/8)	3	5		

Notas:

- (a) Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permisible en la Tabla 22.1, s_2 puede reducirse a la mitad de la diferencia entre las longitudes máxima y real de la ranura.

TABLA 22.6
RESISTENCIA DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS

DESCRIPCIÓN DE LOS PERNOS Y PARTES ROSCADAS	TRACCIÓN		CORTE EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO	
	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA ϕ	RESIST. TEÓRICA F_{tt} kgf / cm ²	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA ϕ	RESIST. TEÓRICA F_{tv} kgf / cm ²
Pernos A307	0.75	3160 ^(a)	0.75	1690 ^(b,e)
Pernos A325 cuando la rosca está incluida en los planos de corte		6330 ^(d)		3370 (e)
Pernos A325 cuando la rosca está excluida de los planos de corte		6330 ^(d)		4220 (e)
Pernos A490 cuando la rosca está incluida en los planos de corte		7940 ^(d)		4220 (e)
Pernos A490 cuando la rosca está excluida de los planos de corte		7940 ^(d)		5270 (e)
Partes roscadas que cumplan con los requisitos del Capítulo 5, cuando la rosca está incluida de los planos de corte		$0.75 F_u$ ^(a,c)		$0.40 F_u$
Partes roscadas que cumplan con los requisitos del Capítulo 5, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte		$0.75 F_u$ ^(a,c)		$0.40 F_u$

Notas :

Los valores de esta Tabla son aplicables a pernos y partes roscadas milimétricas (M) como a los fabricados en pulgadas.

- (a) Únicamente para carga estática.
- (b) Se aceptan roscas en los planos de corte.
- (c) La capacidad a tracción de la porción roscada de una barra, con extremos ensanchados basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca, A_b , será mayor que el valor obtenido al multiplicar F_y por el área nominal del cuerpo de la barra antes de su ensanchamiento.
- (d) Para pernos A325 y A490 sujetos a cargas de fatiga, véase el Apéndice D.
- (e) Los valores tabulados se reducirán en un veinte por ciento (20%) cuando las conexiones tipo aplastamiento utilizadas para unir miembros en tracción tengan una disposición de conectores cuya longitud, medida en la dirección paralela a la de la fuerza, sea mayor de 1270 mm.

TABLA 22.7
PRETENSIÓN MÍNIMA ESPECIFICADA
EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

DIÁMETRO DEL PERNO d mm (plg)	PERNOS A325 T_b Kgf*	PERNOS A490 T_b Kgf*
13 (1/2)	5440	6800
16 (5/8)	8620	10900
M16	9280	11600
19 (3/4)	12700	15900
M20	14500	18250
M22	18000	22500
22 (7/8)	17700	22200
M24	21000	26200
25 (1)	23100	29000
M27	27200	34000
29 (1 1/8)	25400	36300
M30	33200	41600
32 (1 1/4)	32200	46300
35 (1 3/8)	38600	54900
M36	48400	60700
38 (1 1/2)	46700	67100

*Nota: Igual a 0.70 de la mínima resistencia a tracción de los pernos, redondeada de acuerdo con las normas ASTM A325/A325M y ASTM A490/A490M para pernos con roscas UNC.

TABLA 22.8
TENSIÓN LÍMITE A TRACCIÓN PARA PERNOS
Y PARTES ROSCADAS EN CONEXIONES
TIPO APLASTAMIENTO

F_t , en kgf/ cm²

DESCRIPCION DEL CONECTOR	ROSCA INCLUIDA EN EL PLANO DE CORTE	ROSCA EXCLUIDA DEL PLANO DE CORTE
Pernos A307	4150- $1.9 f_v \leq 3160$	
Pernos A325/A325M	8230 - $1.9 f_v \leq 6330$	8230 - $1.5 f_v \leq 6330$
Pernos A490/A490M	10200- $1.9 f_v \leq 7940$	10300 - $1.5 f_v \leq 7940$
Partes roscadas, pernos A449 de diámetro superior a 38mm (1.5 plg)	$0.98 F_u - 1.9 f_v \leq 0.75 F_u$	$0.98 F_u - 1.5 f_v \leq 0.75 F_u$

TABLA 22.9
TENSIONES TEÓRICAS DE CORTE EN CONEXIONES TIPO
DESPLAZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA^(A)

F_v , en kgf/ cm²

TIPO DE PERNO	TENSIÓN TEÓRICA DE CORTE, F_v		
	AGUJEROS ESTANDAR	AGUJEROS AGRANDADOS Y DE RANURA CORTA	AGUJEROS DE RANURA LARGA
A325/A325M	1195	1060	844
A490/A490M	1480	1265	1060

Nota :

- (a) Para cada plano de corte y considerando superficie Clase A

CAPÍTULO 23 SOLDADURAS

23.1 ALCANCE

Se aplicarán todas las disposiciones de la Norma AWS D1.1-96 *Structural Welding Code Steel* (Código para Soldaduras Estructurales-Acero) de la American Welding Society, excepto el Capítulo D *Specific Requirements for Tubular Connections* (Requisitos Específicos para Conexiones Tubulares) porque que escapan al alcance de esta Norma, y las sustituciones que se indican a continuación:

Sección 21.7.3 y Artículo 21.9 en sustitución de la Sección AWS 5.17.
Artículo 23.9 en sustitución de la Sección AWS 2.4.1.1.
Tabla 23.1 en sustitución de la Tabla AWS 2.3.
Tabla D2.2 en sustitución de la Tabla AWS 2.2.7.1.
Sección 8.3.1 y Apéndice D en lugar de la Subsección AWS 2, Parte C.
Capítulo 33 en lugar de las Secciones AWS 5.15.1.2, 5.15.1.3 y 5.15.4.4.

23.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Las juntas soldadas se harán conforme a la Especificación del Procedimiento de Soldadura preparada por el ingeniero estructural conforme a las exigencias de la Norma AWS D1.1 vigente y dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte.

Todas las juntas soldadas usadas en los miembros principales y conexiones del sistema resistente a sismos serán soldadas con un material de aporte cuya clasificación por el AWS o por certificación del fabricante garantice en los ensayos de probetas Charpy con entalla en V, como mínimo una energía absorbida $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura de ensayo de probetas $T_{cv} = -29^\circ \text{ C}$. En todos los casos donde esta Norma lo especifique, también se cumplirá con este requisito de tenacidad.

En los miembros, conexiones y juntas que formen parte del sistema resistente a sismos, las discontinuidades creadas por errores o durante las operaciones de fabricación o montajes, tales como punteos de soldadura, pletinas de extensión, ayudas de montaje, remoción con arco eléctrico y cortes a sopletes, se repararán de acuerdo con los métodos de reparación especificados y aprobados por el ingeniero estructural en las Especificaciones del Procedimiento de Soldadura, siguiendo los criterios de la Norma AWS D1.1 vigente.

Conforme al Artículo 21.11, las soldaduras no compartirán las cargas con las juntas empernadas en el mismo plano de contacto.

23.3 METAL DE APORTE COMPATIBLE

En la selección de los electrodos que deben usarse en soldaduras de ranura de penetración completa sometidas a tensiones normales al área efectiva se cumplirá con los requisitos para metales de aporte compatibles de la Norma AWS D1.1 vigente.

En las juntas que se enumeran a continuación se especificarán metales de aporte con valores de tenacidad $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = 4^\circ \text{ C}$ obtenidos de ensayos de probetas Charpy con entalla en V:

Cuando se dejen en su sitio los aceros de respaldo en las soldaduras de ranura de penetración completa en juntas en T y en esquina sometidas a las tensiones transversales calculadas, a menos que sean diseñadas como se indica en la Tabla 23.1 (véase la nota d).

En las soldaduras de ranura de penetración completa de los empalmes sometidos a tensiones transversales de los perfiles pertenecientes a los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y los perfiles de sección compuesta con espesores mayores de 50 mm.

Los certificados de calidad del fabricante constituirán evidencia suficiente de conformidad con estas especificaciones.

23.4 MEZCLA DE METAL DE APORTE

Donde se especifiquen requisitos de tenacidad, los procesos para todos los materiales de aporte consumibles, pletinas de extensión, punteos de soldaduras, pases en la raíz de la soldaduras, y los subsecuentes pases en la junta deben ser compatibles con los requisitos de tenacidad del metal de soldadura compuesto.

23.5 PRECALENTAMIENTO EN SECCIONES PESADAS

Para ejecutar los empalmes con soldadura de ranura en los perfiles ASTM A6/A6M del Grupo 4 y 5, así como para las secciones compuestas fabricadas con planchas de más de 50 mm, se precalentarán a una temperatura igual o mayor de 175° C .

23.6 OTRAS CONSIDERACIONES EN LA CONSTRUCCIÓN SOLDADA

23.6.1 Intersección de cordones de soldadura

Deberá evitarse el cruce de cordones de soldadura con el fin de no producir un estado de tensiones triaxiales sobre la soldadura..

23.6.2 Desgarramiento laminar

Se seleccionará cuidadosamente la combinación del proceso de soldadura, el detalle de la junta y las propiedades del material para minimizar las posibilidades de desgarramiento laminar en las conexiones en esquina o en T altamente restringidas de perfiles laminados o planchas de espesor mayor de 15mm que deban transferir fuerzas de tracción causadas por las sollicitaciones externas o por las tensiones residuales de la soldadura en la dirección en que se restringe la retracción de la soldadura.

23.7 RESISTENCIA

La resistencia minorada de las soldaduras será el menor valor entre $\phi F_{BM} A_{BM}$ y $\phi F_w A_w$, según sea aplicable. Los valores del factor de minoración de la resistencia teórica ϕ , y el de las resistencias teóricas F_{BM} y F_w , así como sus limitaciones se dan en la Tabla 23.1, donde:

A_{BM} = Área de la sección transversal del material base.

A_w = Área de la sección transversal efectiva. de la soldadura.

F_{BM} = Resistencia teórica del material base, kgf/cm².

F_w = Resistencia teórica del electrodo, kgf/cm².

Alternativamente, para soldaduras de filetes solicitadas en su plano se autoriza el empleo de métodos que calculan la resistencia de la soldadura en función del ángulo de incidencia de la carga aplicada.

23.7.1 Combinación de soldaduras

Cuando dos o más tipos generales de soldadura (de ranura, filete, tapón o canal, como se describen más adelante) se combinen en una sola unión, se calculará por separado la resistencia minorada efectiva de cada una con referencia al eje del grupo, a fin de determinar la resistencia minorada de la conexión

23.8 SOLDADURAS DE RANURA

23.8.1 Área efectiva

El área efectiva de soldaduras de ranura se considerará como el producto de la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por el espesor efectivo de la garganta.

La longitud efectiva de una soldadura de ranura será el ancho de la parte unida.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura de penetración completa será el espesor correspondiente a la parte unida más delgada.

La garganta efectiva de una soldadura acanalada de penetración parcial será el indicado en la Tabla 23.2.

El espesor efectivo de garganta en soldaduras de ranura abocinada en la unión de dos barras circulares o en dobleces a 90° en secciones dobladas, cuando se rellena a ras serán las indicadas en la Tabla 23-3. Para verificar que el espesor efectivo de la garganta ha sido obtenido consistentemente, se escogerán soldaduras al azar para cada procedimiento de soldadura, o las secciones a ensayar si así ha sido estipulado en los documentos contractuales del proyecto.

Se permitirán espesores de garganta efectiva mayores que los especificados en la Tabla 23.3, siempre que el fabricante pueda demostrar, por medio de calificación, que puede garantizar consistentemente tales espesores mayores. La calificación consistirá en seccionar la soldadura normal a su eje, en la mitad y en los extremos de su longitud. Tal seccionamiento deberá efectuarse en un número de combinaciones de tamaños de material representativo del rango usado en la fabricación o según lo estipulen los documentos contractuales del proyecto.

23.8.2 Limitaciones

Los espesores mínimos de garganta efectiva de las soldadura de ranura de penetración parcial serán las especificadas en la Tabla 23.4. El tamaño de las soldaduras se determina tomando como base el espesor de la más gruesa de las dos piezas unidas, pero este tamaño no necesita ser mayor, que el espesor de la pieza más delgada, a menos que por cálculo se requiera un tamaño más grande., en cuyo caso, particular cuidado se pondrá en suministrar el suficiente precalentamiento para una buena calidad de la soldadura.

23.9 SOLDADURAS DE FILETE

23.9.1 Área efectiva

El área efectiva de las soldaduras de filete será la definida en la Norma AWS D1.1. El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de filete será la distancia desde la raíz del cordón a la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo inscrito en la sección transversal de la soldadura. Sin embargo, cuando las soldaduras de filete se efectúen mediante el proceso de arco sumergido, el espesor efectivo de la garganta se tomará igual a la dimensión del lado para filetes de 10 mm o menores; para filetes mayores de 10 mm se tomará igual a la garganta teórica más 3 mm.

El área efectiva de las soldaduras de filete depositadas en agujeros o canales se calculará como se ha especificado antes para las soldaduras de filete, empleando como longitud efectiva la longitud de la línea central de la soldadura a través del centro del plano que pasa por la garganta. Sin embargo, cuando los filetes se solapan, el área efectiva no excederá el área nominal de la sección transversal del agujero o canal en el plano de la superficie en contacto.

23.9.2 Limitaciones

23.9.2.1 Tamaños mínimos de las soldaduras de filete

Los tamaños mínimos correspondientes a las soldaduras de filete no será menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni menor que el tamaño especificado en la Tabla 23.5, los cuales se basan en la experiencia y algunas previsión para las tensiones no calculadas durante la fabricación, manejo, transporte y montaje. Estas provisiones no se aplicarán a los reforzamientos con soldadura de filete empleados en las soldaduras de ranura de penetración parcial o completa.

23.9.2.2 Tamaños máximos efectivos de las soldaduras de filete

Los tamaños máximos que pueden utilizarse a lo largo de las partes conectadas serán:

- (a) En los bordes de los materiales de menos de 6 mm de espesor, no mayor del espesor del material.

- (b) En los bordes de los materiales de 6 mm o más de espesor el tamaño máximo será 2 mm menor que ese espesor, a menos que se señale especialmente en los planos que la soldadura ha de ser reforzada hasta obtener un espesor de garganta total. En estas condiciones de soldadura, se permitirá que la distancia entre el borde del metal base y la garganta de la soldadura sea menor de 2 mm siempre que el tamaño de la soldadura sea claramente verificable.
- (c) En las soldaduras entre ala y alma y conexiones similares, el tamaño de la soldadura no necesita ser mayor que el requerido para desarrollar la capacidad del alma, ni satisfacer los requisitos de la Tabla 23.5.

23.9.2.3 Longitud de las soldaduras de filete

23.9.2.3.1 Longitudes mínimas

La longitud mínima efectiva de una soldadura resistente de filete no será menor de 4 veces su tamaño nominal. Si esto no se cumple, se considerará que el tamaño nominal no excede de una cuarta parte de la longitud efectiva.

Cuando únicamente se utilizan soldaduras longitudinales de filete en las conexiones en los extremos de barras planas, sometidas a tracción, la longitud de cada soldadura de filete no será menor que la distancia perpendicular entre ellas. La separación transversal de las soldaduras longitudinales de filete empleadas en las conexiones en los extremos de los miembros cumplirán con los requisitos de la Sección 7.3.6.

23.9.2.3.2 Longitudes máximas

En los extremos solicitados, la longitud efectiva de la soldadura de filete será igual a:

La longitud real de la soldadura, L , cuando no exceda 100 veces el tamaño del filete, w .

$\phi_{Lw} L$ cuando la longitud real de la soldadura exceda 100 w . El factor de reducción se calculará según la siguiente fórmula:

$$\phi_{Lw} = 1.2 - 0.2 (L / 100 w) \leq 1.0 \quad (23-1)$$

donde:

ϕ_{Lw} = Coeficiente de reducción

L = Longitud real de la soldadura solicitada.

w = Tamaño del filete de soldadura

Cuando la longitud real de la soldadura exceda 300 w , el valor de ϕ_{Lw} se tomará como 0.60.

23.9.2.4 Soldaduras intermitentes de filete

Se podrá usar soldaduras intermitentes de filete para transferir las tensiones calculadas a través de una junta o superficie de contacto, cuando la resistencia requerida sea menor que la desarrollada por una soldadura continua de filete de tamaño mínimo permitido, así como para unir los componentes de miembros compuestos. La longitud efectiva de cualquier segmento de una soldadura intermitente de filete no será inferior a 4 veces el tamaño de la soldadura, ni menor de 40 mm.

23.9.2.5 Juntas solapadas

En las juntas solapadas, el solape mínimo será igual a 5 veces el espesor de la pieza más delgada y no menor a 25 mm. En las uniones solapadas de planchas o barras sometidas a tensiones normales que solamente utilicen cordones de soldadura transversal, estarán soldadas con filetes a lo largo de los extremos de las dos piezas, salvo en los casos en que la flexión de éstas esté lo suficientemente restringida como para evitar la apertura de la junta bajo condiciones de carga máxima.

23.9.2.6 Remates de las soldaduras de filete

La disposición y longitud de los remates de las soldaduras de filete se indicarán en los planos y dibujos de proyecto y de taller.

La terminación de las soldaduras de filete laterales o frontales se efectuará prolongando sin interrupción los cordones alrededor de las esquinas, excepto en los casos que se indican a continuación:

- a) En las juntas solapadas en las cuales una parte se extiende más allá del extremo en el cual se han calculado las tensiones de tracción, el remate de la soldadura de filete no será menor que el tamaño de la soldadura en este borde.
- b) En las conexiones y elementos estructurales tales como ménsulas, asientos de vigas, ángulos como medios de conexiones y las placas extremas simples, sometidas a fuerzas cíclicas (fatiga) fuera de su plano y/o momentos cuya frecuencia y magnitud pueda tender a iniciar una falla progresiva de la soldadura, las soldaduras de filete se rematarán en los extremos o lados en forma continua en una distancia no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o el ancho de la parte conectada.
- c) En las conexiones con ángulos y planchas extremas, cuya flexibilidad depende a su vez de la flexibilidad de los lados conectados los remates de las esquinas no deben exceder de 4 veces el tamaño nominal de la soldadura.
- d) Excepto que los extremos de los rigidizadores se suelden a las alas, la soldadura de filete que conecta el rigidizador al alma de una viga armada se interrumpirá a una distancia no menor de 4 ni mayor de 6 veces el espesor del alma de manera que no se encuentre con la soldadura alma-alas del perfil.
- e) Las soldaduras de filetes que se encuentran en lados opuestos de un plano común deberán interrumpirse en la esquina común a ambas soldaduras.

23.9.2.7 Soldaduras de filetes en agujeros y ranuras

Las soldaduras de filete en agujeros o ranuras para transmitir fuerzas cortantes en juntas solapadas, para evitar el pandeo o la separación de piezas solapadas, o para unir los elementos que forman miembros compuestos. Tales soldaduras de filete pueden a su vez solaparse, requiriéndose que cumplan las disposiciones del Artículo 23.8. Las soldaduras de filete depositadas en agujeros y ranuras no se considerarán como soldaduras de tapón o canal y se reglamentarán en el Artículo 23.8.

23.10 SOLDADURAS DE TAPÓN O DE RANURA

23.10.1 Área efectiva

Se considera como área efectiva a fuerza cortante el área nominal de la sección transversal del agujero o canal en el plano de la superficie de contacto.

23.10.2 Limitaciones

Las soldaduras de tapón y de ranura pueden usarse para transmitir fuerza cortante en juntas solapadas, para impedir el pandeo de piezas solapadas, o para unir los elementos componentes de miembros compuestos ensamblados.

El diámetro del agujero que aloja a una soldadura de tapón no será menor que el espesor de la pieza que la contiene aumentado en 8 mm, ni que el diámetro mínimo más 3 mm o mayor de 2.25 veces el espesor del metal de aporte.

La separación mínima, centro a centro de las soldaduras de tapón será de 4 veces el diámetro del agujero.

La longitud de la ranura destinada a alojar una soldadura de canal no será superior a 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no será inferior al espesor de la pieza que la contiene aumentado en 8 mm, ni será mayor de 2.25 veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán sus esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la pieza que la contiene, excepto en los extremos que se extienden hasta el borde de la pieza.

La separación mínima de líneas de soldaduras de canal en una dirección perpendicular a su longitud será de 4 veces el ancho de la ranura. La separación mínima centro a centro en una dirección longitudinal sobre cualquier línea de soldadura será de 2 veces la longitud de la ranura.

El espesor de las soldaduras de tapón o canal efectuadas en materiales de espesor igual o menor a los 16 mm (5/8 plg) será el mismo que el del material. Si se efectúan en materiales más gruesos, el espesor de tales soldaduras será, como mínimo, la mitad del correspondiente al material, pero no inferior a 16 mm.

TABLA 23-1
RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

TIPO DE SOLDADURA Y TENSIONES (a)	MATERIAL	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA ϕ	RESISTENCIA TEÓRICA F_{BM} o F_w	METAL DE APORTE REQUISITOS (b,c)			
SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACIÓN COMPLETA							
Tracción normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Se debe usar soldadura "compatible". Véase la nota (d) para requisitos de tenacidad.			
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible.			
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura							
Cortante sobre el área efectiva					Base	0.90	$0.60 F_y$
	Soldadura	0.80	$0.60 F_{EXX}$				
SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACIÓN PARCIAL							
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible.			
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e)							
Cortante paralelo al eje de soldadura					Base	0.75	$0.60 F_{EXX}$ (f)
Tracción normal al área efectiva					Base	0.90	F_y
	Soldadura	0.80	$0.60 F_{EXX}$				
SOLDADURAS DE FILETE							
Cortante sobre el área efectiva	Base	0.75	$0.60 F_{EXX}$ (f),(g)	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible. Véase la nota (h) para requisitos de tenacidad.			
	Soldadura	0.75	$0.45 F_{EXX}$ (h)				
Tracción o compresión paralelas al eje de soldadura	Base	0.90	F_y				

TABLA 23-1
RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS
 (continuación)

TIPO DE SOLDADURA Y TENSIONES (a)	MATERIAL	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA ϕ	RESISTENCIA TEÓRICA F_{BM} o F_w	METAL DE APORTE REQUISITOS (b,c)
SOLDADURAS DE TAPÓN O DE RANURA				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base Soldadura	0.75	0.60 F_{EXX} (f)	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible.

Notas del a Tabla 23.1:

- (a) Para la definición del área efectiva, véase el Artículo 23.9.1.
- (b) Para la soldadura “compatible”, véase la Tabla 3.1 , del Código AWS D1.1 vigente
- (c) Se permite soldadura con una resistencia superior en un nivel a la de la soldadura “compatible”.
- (d) En las juntas en T o esquina donde se deje permanentemente el material de respaldo, se usará material de respaldo que cumpla con los requisitos mínimos de tenacidad, exigidos a las probetas de ensayos Charpy con entalla en V, de $J = 2.75$ kgf.m a la temperatura $T_{cv} = 4$ °C. Cuando el material de respaldo no cumpla con los requisitos mínimos de tenacidad y se deja permanentemente el material de respaldo, la junta se dimensionará utilizando la resistencia teórica y el factor de minoración de la resistencia teórica correspondientes a soldaduras de penetración parcial.
- (e) Las soldaduras de filete y las acanaladas de penetración parcial que unen los componentes de miembros ensamblados, como por ejemplo las conexiones entre aleta y alma, pueden diseñarse sin considerar los tensiones a tensión o a compresión en estos elementos paralelos al eje de las soldaduras.
- (f) El diseño del material conectado está gobernado por el Artículo 21.15 y 21.16.
- (g) Véase el comentario al Artículo 23.7 y la nota (h).
- (h) Cuando se utilice metal de aporte que no cumple los requisitos de tenacidad en combinación con filetes de soldaduras solicitados transversalmente, se usará la menor resistencia teórica F_w .

TABLA 23.2
ESPEJOR EFECTIVO DE LA GARGANTA DE
SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL

PROCESO DE SOLDADURA	POSICIÓN DE SOLDADURA	INCLUIDO EL ÁNGULO DE LA RAIZ DE LA GARGANTA	ESPEJOR EFECTIVO DE LA GARGANTA
Arco metálico con electrodo protegido o arco sumergido	Todas	Juntas en U o J	Profundidad del bisel
Arco metálico con gas		Junta en V $\geq 60^\circ$	
Arco con fundente en el núcleo		Junta en V $45^\circ \leq V \leq 60^\circ$	Profundidad del bisel menos 3 mm

TABLA 23-3
ESPEJOR EFECTIVO EN SOLDADURAS DE RANURA ABOCINADA

TIPO DE SOLDADURA	RADIO DE LA BARRA o RADIO DE DOBLEZ, R	ESPEJOR EFECTIVO DE GARGANTA
Ranura abocinada en bisel	Todos	5/16 R
Ranura abocinada en V	Todos	1/2 R

Nota: Cuando $R \geq 25$ mm, utilícese $0.375 R$ para soldadura por arco con gas (excepto en el proceso de transferencia por corto circuito).

TABLA 23-4
ESPELOR MÍNIMO DE LA GARGANTA EFECTIVA DE
SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL

Espesor del material de la parte más gruesa a unir mm (plg.)	Espesor mínimo de la garganta efectiva* t_e mm
Hasta 6.4 (¼") inclusive	3
De 6.4 a 12.7 (1/4" - ½")	5
De 12.7 a 19 (1/2" - ¾")	6
De 19 a 38 (¾" – 1 ½"	8
De 38 a 57 (1 ½" - 2 ¼")	10
De 57 a 152 (2 ¼" - 6")	13
Mayor de 152 (6")	16

* Véase el Artículo 23.9

TABLA 23.5
TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE

Espesor del material De la parte más gruesa a unir mm (plg.)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete* d mm
Hasta 6.4 (1/4") inclusive	3
De 6.4 a 12.7 (1/4" - 1/2")	5
De 12.7 a 19 (1/2" - 3/4")	6
Mayor de 19 (3/4")	8

Notas: Dimensión del lado de soldaduras de filete, D.
 Se debe usar soldadura en un solo pase.
 El tamaño máximo de la soldadura de filete se especifica en la Subsección 23.9.2.2

PARTE 5 CONSTRUCCIÓN MIXTA ACERO-CONCRETO

CAPÍTULO 24 REQUISITOS BÁSICOS

24.1 ALCANCE

La Parte 5 de esta Norma se aplicará al proyecto, el detallado, la fabricación, la inspección, la construcción y el mantenimiento de estructuras mixtas de acero estructural y concreto reforzado, incluyendo los Tipos estructurales definidos en el Capítulo 3 y explicados ampliamente en los Capítulos 25 y 26, así como a sus miembros según los Capítulos 26 a 29, y sus conexiones contempladas en los Capítulo 30 y 31.

Esta Parte 5 se aplicará en conjunción con las otras Partes de la Norma y las otras normas que se citen en su texto. En concordancia con las Normas COVENIN - MINDUR 2002 y 1756, cuando la construcción mixta acero - concreto no se ajuste a los requisitos de la presente Norma, los detalles de construcción, la resistencia de los miembros, sus juntas y conexiones, incluyendo los conectores de cortante, se establecerán mediante un programa adecuado de ensayos de laboratorio que demuestren que la estructura tiene la resistencia, tenacidad y estabilidad para el uso propuesto cuando están sometidas a la acción de los movimientos sísmicos contemplados en la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98.

24.2 MATERIALES

Los materiales empleados en la construcción mixta acero – concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 5.

Excepto lo dispuesto en esta Sección, los miembros de acero y concreto que constituyen miembros mixtos acero – concreto cumplirán con las disposiciones de las respectivas normas. Los sofitos metálicos usados como diafragmas de acero cumplirán con los requisitos del Capítulo 29. Las conexiones entre acero, concreto, y los miembros mixtos acero – concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 30.

24.3 SOLICITACIONES MAYORADAS Y RESISTENCIAS MINORADAS

En el diseño de los miembros de acero, concreto reforzado, y/o miembros mixtos acero – concreto, se usará el Método de los Estados Límites, por lo que se supone que los factores de mayoración de las solicitaciones y los factores de minoración de la resistencia teórica de esta Norma son consistentes. Las solicitaciones se calcularán usando las hipótesis de solicitaciones contempladas en el Capítulo 10, incluyendo los requisitos sismorresistentes, y las resistencias minoradas conforme a lo dispuesto en esta Norma. Los miembros de concreto reforzado cumplirán con los requisitos de la Norma ACI 318 vigente *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318) and Commentary (ACI 318R)*

hasta tanto se actualice la Norma COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

En el proyecto sismorresistente de los Tipos estructurales mixtos acero – concreto se emplearán los factores de sobrerresistencia definidos en la Sección 10.3.1.

24.4 RIGIDECES DE LOS MIEMBROS

Las estructuras mixtas acero – concreto se proyectarán según el Nivel de Diseño asignado, conforme con el Capítulo 25. Las rigideces de los miembros componentes del sistema mixto acero – concreto diseñados a partir de análisis elásticos, reflejarán sus condiciones al inicio de la cedencia significativa en la estructura.

CAPÍTULO 25 TIPOS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO – CONCRETO

25.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene los requisitos aplicables al proyecto, el detallado, la fabricación, la inspección, la construcción y el mantenimiento de los siguientes Tipos estructurales mixtos acero – concreto definidos en el Artículo 3.2 y cuyo uso en las diferentes zonas sísmicas del país se regirá por las disposiciones de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. Todos estos sistemas, así como sus miembros y conexiones cumplirán con los requisitos básicos de los Capítulos 24 y 30:

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero - concreto, y vigas de acero estructural o mixtas acero – concreto.

Pórticos con columnas de acero estructural, vigas mixtas acero – concreto y conexiones parcialmente restringidas.

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero – concreto, vigas y diagonales concéntricas de acero estructural o mixtas acero – concreto.

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero –concreto, vigas de de acero estructural o parcialmente mixtas y diagonales excéntricas de acero estructural.

Muros estructurales de concreto reforzado o muros mixtos acero – concreto con perfiles de acero estructural o mixtos como miembros de bordes, y vigas de acero estructural que acoplan dos o más muros estructurales.

Muros estructurales de concreto reforzado con planchas de acero y perfiles de acero o mixtos acero – concreto como miembros de borde.

25.2 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTAS ACERO CONCRETO

Las requisitos del presente Artículo se aplicarán a los pórticos con columnas de concreto o mixtas acero - concreto, y vigas de acero o mixtas acero – concreto atendiendo al Nivel de Diseño asignado al sistema estructural.

25.2.1 Nivel de Diseño ND1

Se espera que los pórticos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND1 sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las

fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que las limitadas deformaciones inelásticas inducidas por el sismo ocurran en las vigas, las columnas y/o en las conexiones.

25.2.1.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos para el Nivel de Diseño ND1 en la Norma COVENIN - MINDUR 1753.

Las columnas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 26.

25.2.1.2 Vigas

Las vigas de acero satisfarán los requisitos de diseño exigidos en el Capítulo 16 o 17, y las vigas mixtas, los requisitos del Capítulo 28.

25.2.1.3 Conexiones de momento

Las conexiones de momento de los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND1 se diseñarán para las hipótesis de solicitaciones establecidas en el Capítulo 10 y cumplirán los requisitos del Capítulo 30.

25.2.2 Nivel de Diseño ND2

Se espera que los miembros de los pórticos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND2 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas moderadas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que las deformaciones inelásticas inducidas por el sismo ocurran principalmente en las vigas pero con deformaciones inelásticas moderadas en las columnas y/o en las conexiones.

25.2.2.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos para el Nivel de Diseño ND2 en la Norma COVENIN - MINDUR 1753.

Las columnas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 26.

25.2.2.2 Vigas

Las vigas de acero satisfarán los requisitos de diseño exigidos en los Capítulo 16 o 17, y las vigas mixtas, los requisitos del Capítulo 28.

25.2.2.3 Conexiones de momento

Las conexiones de momento de los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND2 cumplirán los requisitos del Capítulo 30. Adicionalmente las conexiones de momento cumplirán con uno de los siguientes requisitos:

- (a) La resistencia minorada de la conexión será igual o mayor que las solicitaciones asociadas a las rótulas plásticas de las vigas adyacentes a la conexión.

- (b) La resistencia minorada de la conexiones será igual o mayor que las solicitaciones mayoradas requerida por las hipótesis de solicitaciones (10-10) y (10-11).
- (c) La conexión tiene una capacidad de rotación inelástica de al menos 0.02 radianes, demostrada mediante ensayos bajo cargas cíclicas.

25.2.3 Nivel de Diseño ND3

Se espera que los miembros de los pórticos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos con Nivel de Diseño ND3 cumplirán todos los requisitos de esta Sección.

Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que las deformaciones inelásticas inducidas por el sismo ocurran principalmente en las vigas pero con limitadas deformaciones inelásticas en las columnas y/o en las conexiones.

25.2.3.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos para el Nivel de Diseño ND3 en la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto*.

Las columnas mixtas acero - concreto, además de cumplir con los con los requisitos sismorresistentes del Capítulo 26, satisfarán los siguientes requisitos:

- a. Para limitar la formación de rótulas plásticas en las columnas, se cumplirá con los requisitos de la Sección 11.4.6 fundamentados en la filosofía de columnas fuertes – vigas débiles. Las bases de las columnas se detallarán para resistir la formación de rótulas plásticas por flexión.
- b. En la zona de confinamiento definido en la Subsección 26.7.2.1 se colocará el acero de refuerzo calculado según la Cláusula 26.7.3.5.1.
- c. La resistencia minorada de corte en la columna satisfará los requisitos de la Subsección 18.3.4.5 de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753.

25.2.3.2 Vigas

Las vigas de acero estructural satisfarán los requisitos de diseño exigidos en el Capítulo 13, y las vigas mixtas, los requisitos del Capítulo 28.

En este Tipo estructural no se permite el uso de celosías de acero o mixtas acero – concreto como miembros a flexión del sistema resistente a cargas laterales, a menos que se demuestre experimental y analíticamente que este sistema particular tiene la ductilidad adecuada y posee capacidad de disipación de energía.

25.2.3.3 Conexiones de momento

Para sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND3 la demanda sobre las conexiones se determinará de los momentos y cortes asociadas con la resistencia teórica flexional plástica de las vigas conectadas. La resistencia teórica de la conexión cumplirá los requisitos del Capítulo 30.

Adicionalmente, la conexión será capaz de mantener una capacidad de rotación inelástica de 0.03 radianes. En la conexión donde se interrumpen las alas de la viga, se demostrará que la conexión tiene la capacidad de rotación inelástica, conforme a la Sección 11.4.3. En las vigas continuas a través de las columnas de concreto reforzado, sin uniones soldadas a las alas y sin ser susceptible a fallas prematuras, se demostrará mediante ensayos o datos debidamente sustentados que la conexión al concreto reforzado posee la capacidad de rotación inelástica requerida.

25.2.3.4 Resistencia a flexión de las columnas

Las columnas de concreto reforzado cumplirán los requisitos de la Sección 18.3.2 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753. Las columnas mixtas acero – concreto con perfil de acero estructural embutido cumplirán con los requisitos de la Sección 11.4.6 con las siguientes modificaciones:

- a) La resistencia teórica a la flexión de la columna mixtas acero – concreto, M_{pc}^* , incorporará el efecto de la fuerza normal aplicada, N_u .
- b) Para aplicar la excepción 11.4.6.1 se modifica el valor límite de la fuerza normal a $N_u < 0.1 N_n$.
- c) Las columnas exceptuadas de cumplir con la verificación de la resistencia a flexión mínima de las columnas, según la Sección 11.4.7, deberán tener acero transversal de refuerzo que cumpla con los requisitos 2.c de la Subsección 26.7.3.5.2.

25.3 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL, VIGAS MIXTAS ACERO-CONCRETO Y CONEXIONES PARCIALMENTE RESTRINGIDAS

Este Artículo se aplicarán a los pórticos con columnas de acero estructural y vigas mixtas acero - concreto vinculadas mediante conexiones parcialmente restringidas que satisfacen los requisitos establecidos en el Artículo 3.4 para el Tipo de conexión PR.

Este Tipo de sistema estructural se diseñará para que sometido a las acciones sísmicas correspondientes al Nivel de Diseño ND2, la cedencia ocurra principalmente en los componentes dúctiles de las conexiones semirrígidas viga- columna, si bien se permite una cedencia limitada en otras localizaciones tales como en las conexiones de la base de la columna.

La flexibilidad de las conexiones y la acción colaborante en las vigas mixtas se tomará en cuenta en la determinación de las características dinámicas del sistema, su estabilidad, desplazabilidad lateral, ductilidad y resistencia.

En los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND2, las columnas cumplirán con los requisitos sismorresistentes de los Capítulos 15 y 26.

25.3.1 Columnas

Las columnas de acero estructural se diseñarán para cumplir con los requisitos del Capítulo 15, tomando en cuenta el efecto de las conexiones en la estabilidad individual de las columnas y del pórtico en su conjunto.

25.3.2 Vigas mixtas acero - concreto

Las vigas mixtas acero - concreto se diseñarán según el Capítulo 28. Para efectos de análisis, la rigidez de la viga de determinará usando el momento de inercia efectivo de la sección mixta.

25.3.3 Conexiones mixtas parcialmente restringidas

Las conexiones semirrígidas viga – columna se diseñarán para las hipótesis de solicitaciones mayoradas, tomando en cuenta los efectos de la flexibilidad de la conexión y los momentos debidos a los efectos de segundo orden. Adicionalmente, las conexiones mixtas acero – concreto tendrán una resistencia teórica al menos igual al $0.5 M_p$, siendo M_p el momento plástico teórico de la viga conectada ignorando la acción conjunta con el concreto. Las conexiones se diseñarán conforme a los requisitos del Capítulo 30 y tendrán una capacidad de rotación inelástica de 0.015 radianes y una capacidad de rotación total de 0.03 radianes comprobada mediante ensayos dinámicos bajo cargas cíclicas, según se ha definido en la Subsección 11.4.4.1.

25.4 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, VIGAS Y ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTOS ACERO – CONCRETO

Los siguientes requisitos se aplicarán a los pórticos con arriostramientos concéntricos constituidos por columnas de concreto reforzado o mixtas acero – concreto, vigas y arriostramientos concéntricos de acero estructural o mixtos acero - concreto.

25.4.1 Nivel de Diseño ND1

Se espera que los pórticos con arriostramientos concéntricos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND1 sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que las limitadas deformaciones inelásticas inducidas por el sismo ocurran en las vigas, las columnas, los arriostramientos y/o en las conexiones.

25.4.1.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos en la Norma COVENIN –MINDUR 1753 para este Nivel de Diseño.

Las columnas mixtas cumplirán con los requisitos del Capítulo 28.

25.4.1.2 Vigas

Las vigas de acero estructural cumplirán con los requisitos establecidos en el Capítulo 12 para los pórticos de acero arriostrados concéntricamente. Las vigas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 27.

25.4.1.3 Arriostramientos

Los arriostramientos de acero estructural cumplirán con los requisitos establecidos en el Capítulo 12 para los pórticos de acero arriostrados concéntricamente. Los arriostramientos mixtos acero - concreto cumplirán con los requisitos para columnas mixtas del Capítulo 26.

25.4.1.4 Conexiones

Las conexiones de los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND1 se diseñarán para las hipótesis de solicitaciones establecidas en el Capítulo 10 y cumplirán los requisitos del Capítulo 30.

25.4.2 Nivel de Diseño ND3

Se espera que los pórticos con arriostramientos concéntricos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Las excentricidades menores, cuando existan, se incorporará en el diseño. Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que la acción inelástica bajo las acciones sísmicas ocurra principalmente en los arriostramientos, ya sea por cedencia por tracción y/o pandeo.

25.4.2.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño sismorresistente exigidos por el Capítulo 18 de la Norma COVENIN –MINDUR 1753.

Las columnas de acero estructural cumplirán con los requisitos sismorresistentes de los Capítulos 15 y del Artículo 21.7.

Las columnas mixtas cumplirán con los requisitos sismorresistentes del Capítulo 26.

25.4.2.2 Vigas

Tanto las vigas de acero estructural como las vigas mixtas acero – concreto cumplirán con los requisitos establecidos en la presente Norma, especialmente los Capítulos 12 y 27.

25.4.2.3 Arriostramientos

Los arriostramientos de acero estructural cumplirán con los requisitos establecidos en el Capítulo 12 para los pórticos de acero arriostrados concéntricamente.

Los arriostramientos mixtos acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 26 para columnas mixtas.

25.4.2.4 Conexiones de los arriostramientos

Las conexiones de los arriostramientos en los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND3 se diseñarán para las hipótesis de solicitaciones establecidas en el Capítulo 10 y cumplirán los requisitos de los Capítulos 12 y 30.

25.5 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL O PARCIALMENTE MIXTAS Y ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS DE ACERO ESTRUCTURAL.

Los siguientes requisitos se aplicarán a los pórticos con arriostramientos excéntricos constituidos por columnas de concreto reforzado o mixtas acero - concreto, con vigas de acero estructural o parcialmente mixtas y arriostramientos de acero estructural. Al menos uno de los extremos de cada arriostramiento intersecta a la viga eslabón bajo una determinada excentricidad. Este Tipo estructural se diseñarán para que la acción inelástica bajo las acciones sísmicas ocurra principalmente en la viga eslabón por cedencia por corte. Los arriostramientos diagonales, las columnas y los segmentos de la viga fuera de la conexión excéntrica o viga eslabón, se diseñarán para que permanezcan esencialmente elásticos bajo las máximas fuerzas que se puedan generar por la cedencia total y la deformación por endurecimiento en las vigas eslabones.

Salvo las modificaciones indicadas en esta Sección, este Tipo estructural cumplirá con todos los requisitos del Capítulo 13.

25.5.1 Columnas

Todas las columnas satisfarán el Artículo 13.8.

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos para los miembros de celosías estructurales establecidos en el Artículo 18.6 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753.

Las columnas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 26. Adicionalmente, donde la viga eslabón sea adyacente a una columna de concreto reforzado o columna mixta acero – concreto con perfil embutido, el refuerzo transversal de las columnas, por encima y por debajo del eslabón, cumplirá con los requisitos de la Sección 26.7.3 o los de la Subsección 18.3.4.3, Armadura transversal, de la Norma COVENIN - MINDUR 1753.

25.5.2 Viga eslabón

Las vigas eslabón no serán embutidas en concreto y cumplirá con todos los requisitos establecidos en el Capítulo 13 para las vigas eslabón de acero estructural. Las vigas colectoras, las porciones de la viga fuera de la zona del eslabón, pueden ser embutidas en concreto. La viga eslabón puede conectarse parcialmente o en toda su longitud al piso por medio de conectores de corte, si la acción conjunta acero – concreto se incluye en el cálculo de la resistencia teórica de la viga eslabón.

25.5.3 Arriostramientos

Los arriostramientos de acero cumplirán con los requisitos establecidos en el Capítulo 13.

25.5.4 Conexiones

Adicionalmente a los requisitos establecidos en el Capítulo 13, se satisfarán los requisitos del Capítulo 30.

25.6 PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL RELLENOS CON MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO O MUROS MIXTOS ACERO – CONCRETO

Este Artículo establece los requisitos para el Nivel de Diseño ND1 de los muros estructurales de concreto reforzado con miembros de borde de acero, embutidos o no, y de las vigas de acero que acoplan dos o más muros de concreto reforzado. Los requisitos para el Nivel de Diseño ND3 se dan en el Capítulo 27.

25.6.1 Muros de concreto reforzado

Los muros de concreto reforzado cumplirán con los requisitos para el Nivel de Diseño ND1 de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto*.

25.6.2 Miembros de bordes

25.6.2.1 Perfiles de acero no embutidos en concreto

Los perfiles de acero estructural no embutidos en concreto que funcionen como miembros de borde de los muros entre los vanos de un pórtico de acero, se diseñarán de conformidad a la presente Norma. Las solicitaciones mayoradas en estos miembros de borde se calculará suponiendo que el muro de concreto resiste las fuerzas cortantes y que la totalidad de las cargas verticales y de volcamiento son resistidas por los miembros de borde y el muro.

25.6.3 Perfiles de acero embutidos en concreto

Las solicitaciones sobre los perfiles de acero embutidos en el concreto que funciones como miembros de borde de los muros mixtos acero – concreto, podrán calcularse transformando la sección mixta en una sección equivalente de concreto usando las propiedades elásticas de los materiales. Los miembros de borde que satisfagan la definición de columna mixta del Artículo 26.1, se diseñarán según los requisitos sismorresistentes establecido en el Capítulo 26 para el Nivel de Diseño ND1. Los miembros de borde que no satisfagan la definición del Artículo 26.1, se diseñarán según los requisitos la Norma COVENIN – MINDUR 1753 para columnas mixtas acero – concreto.

25.6.4 Conectores de corte

Los conectores de corte para transferir el corte vertical entre los miembros de acero y concreto, podrán ser espárragos o barras de refuerzo ancladas mediante soldadura. Los conectores de corte se diseñarán según los requisitos del Capítulo 31 y las barras de refuerzo ancladas según el AWS D1.4.

25.6.5 Vigas de acoplamiento

Las vigas de acero que acoplan muros de concreto reforzado adyacentes, además de cumplir con los requisitos exigidos a las vigas de acero estructural, cumplirán con los siguientes requisitos:

- (1) La longitud de embutimiento de la viga de acoplamiento será suficiente para desarrollar los valores máximos de corte y momentos simultáneos que la resistencia teórica de la viga de acoplamiento en flexión pueda generar. Esta longitud de embutimiento se considerará a partir de la primera capa de acero de confinamiento en la pared del miembro de borde. La resistencia de la conexión para transferir las cargas entre la viga de acoplamiento y los muros cumplirá con los requisitos del Capítulo 30.

- (2) El acero de refuerzo vertical del muro, calculado para suministrar una resistencia teórica a cargas normales igual a la resistencia teórica al corte de la viga de acoplamiento, se colocará sobre la longitud de embutimiento de la viga de acoplamiento, disponiendo los dos tercios del acero de refuerzo sobre la primera mitad de la longitud de embutimiento. El refuerzo del muro se extenderá en una distancia igual a la longitud de anclaje por tracción por arriba y por debajo de las alas de la viga. El refuerzo requerido para esta sección corresponde a la cuantía mínima y puede ser satisfecho con el refuerzo vertical necesario para cumplir con los otros requerimientos de los miembros de borde.

25.7 MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO Y PERFILES DE ACERO O MIXTOS ACERO-CONCRETO COMO MIEMBROS DE BORDE

Los requisitos para el Nivel de Diseño ND3 se dan en el Capítulo 27.

CAPÍTULO 26 COLUMNAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

26.1 ALCANCE

Las columnas formadas por perfiles de acero estructural embutidos en el concreto reforzado, cuando el área del perfil de acero sea igual o mayor que el cuatro por ciento (4 %) de la sección total de la columna, se diseñaran de acuerdo con este Capítulo para los diferentes Niveles de Diseño.

Cuando el área del perfil de acero estructural sea menor del cuatro por ciento (4 %) del área total de la columna mixta acero – concreto, la columna se diseñará según los requisitos de la Norma COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*, incluyendo la contribución del perfil de acero a la resistencia de la columna. Las columnas de concreto reforzado diseñadas con la Norma COVENIN – MINDUR 1753 cumplirán con los requisitos especificados para los sistemas resistentes a sismos contemplados en el Capítulo 25.

Independientemente del porcentaje que represente el perfil de acero embutido, los conectores de corte del perfil de acero cumplirá los requisitos de la Sección 26.7.1.2.

26.2 MATERIALES

El concreto deberá tener una resistencia especificada a la compresión F_c no menor de 200 kgf/cm² ni mayor que 560 kgf/cm² para concretos de peso normal, y no menor de 280 kgf/cm² para concretos de agregados livianos.

La tensión mínima especificada para el acero estructural y para las barras de refuerzo a ser utilizadas en el cálculo de la resistencia de una columna mixta no excederá de 4200 kgf/cm².

26.3 RESISTENCIA

La resistencia minorada de las columnas mixtas acero – concreto comprimidas normalmente será $\phi_c N_n$, con un factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_c = 0.85$. La resistencia teórica a compresión normal, N_t , se determinará por medio de las fórmulas (15-1) a (15-4) con las siguientes modificaciones:

- (1) Se reemplazará el área A por el área total del perfil de acero estructural, A_s . Igualmente se reemplazará el radio de giro, r , por el radio de giro del perfil de acero, r_m , excepto que para los perfiles de acero no será menor de 0.3 veces el espesor total de la sección mixta medido en el plano de pandeo.
- (2) Se reemplazará la tensión cedente F_y por la tensión cedente modificada F_{my} calculada con la fórmula (26-1). Igualmente se reemplazará el módulo de elasticidad E por el módulo de elasticidad modificado E_m , determinado con la fórmula (26-3).

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr} (A_r / A_s) + c_2 F_c (A_c / A_s) \quad (26-2)$$

$$E_m = E + c_3 E_c (A_c / A_s) \quad (26-3)$$

donde:

A_c = Área del concreto.

A_r = Área de las barras de refuerzo longitudinal.

A_s = Área del perfil de acero estructural.

E = Módulo de elasticidad del acero.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto. De acuerdo con la Sección 8.5.1 de la Norma COVENIN _ MINDUR 1753-85 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño* podrá calcularse con la expresión $E_c = 0.14w_c^{1.5} \sqrt{F_c}$ para pesos unitarios del concreto, w_c , entre 1440 y 2420 kgf/m³. Para concreto de peso normal E_c podrá tomarse como $15100\sqrt{F_c}$; F_c en kgf/cm².

F_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto.

F_y = Tensión mínima de cedencia especificada para los perfiles de acero.

F_{yr} = Tensión mínima de cedencia especificada para las barras de refuerzo longitudinal.

c_1, c_2, c_3 = Coeficientes numéricos para perfiles embutidos en concreto.
 $c_1 = 0.7$; $c_2 = 0.6$; $c_3 = 0.2$

26.4 SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

La interacción de las solicitaciones de compresión normal y de flexión en el plano de simetría de las secciones mixtas acero - concreto estará limitadas por el Artículo 18.2 con las siguientes modificaciones:

F_{my} = Tensión de cedencia modificada. Véase la Fórmula (26-3).

M_t = Resistencia teórica a la flexión determinada de la distribución de tensiones plásticas sobre el área transversal mixta, excepto como se estipula más adelante.

N_{e1}, N_{e2} = $A_s F_{my} / \lambda_c^2$, fuerza normal de pandeo elástico.

- ϕ_b = Factor de minoración de la resistencia teórica a la flexión, según la Subsección 28.9.1.2.
- ϕ_c = Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión, $\phi_c = 0.85$.
- λ_c = Parámetro de esbeltez de la columna definido por la fórmula (15.4) con las modificaciones indicadas en el Artículo 26.3.

Cuando el término correspondiente a la sollicitación normal en las fórmulas (15-1a) y (15-1b) sea menor que 0.3, la resistencia teórica a momento M_t se determinará por la transición lineal entre la resistencia teórica a la flexión determinada de la distribución plástica sobre las áreas transversales de la sección mixta acero - concreto cuando $(N_u / \phi_c N_t) = 0.3$ y el momento resistente cuando $N_u = 0$ como se determina en el Capítulo 28. Cuando $N_u / \phi_c N_t$ sea menor de 0.3 se usarán conectores de corte para $N_u = 0$.

26.5 COLUMNAS CON MIEMBROS COMPUESTOS

Donde la columna mixta incluya miembros compuestos, éstos se interconectarán de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 15.8, para evitar que ocurra pandeo en los perfiles individuales antes del endurecimiento del concreto.

26.6 TRANSFERENCIA DE CARGA

Las cargas aplicadas a las columnas mixtas acero – concreto se transferirán entre estos dos materiales de acuerdo con las siguientes disposiciones, aplicables :

- a) Cuando la fuerza externa se aplica directamente a la sección de acero

Se dispondrán conectores de corte para transferir la fuerza cortante V_u' calculada según la siguiente fórmula:

$$V_u' = V_u \left(1 - A_s F_y / N_t \right) \quad (26-4)$$

- b) Cuando la fuerza externa se aplica directamente al embonamiento de concreto

Se dispondrán conectores de corte para transferir la fuerza cortante V_u' calculada según la siguiente fórmula:

$$V_u' = V_u \left(A_s F_y / N_t \right) \quad (26-5)$$

En las fórmulas (26-4) y (26-5):

V_u' = Fuerza introducida a la columna.

A_s = Área de la sección de acero.

F_y = Tensión cedente de la sección de acero.

N_t = Resistencia teórica a compresión de la columna mixta.

- c) Los conectores e corte que transfieren la fuerza cortante V_u' se distribuirán en toda la longitud del miembro con una separación máxima de 400 mm. y colocados al menos sobre dos caras del perfil de acero en una configuración simétrica con respecto a los ejes del perfil.
- d) Cuando la superficie de apoyo del concreto en aplastamiento directo sea más ancha que el área cargada en uno o más lados, y además los lados que no sobresalen están restringidos contra la expansión lateral, la máxima resistencia minorada será $1.7 \phi_c F_c A_B$, donde A_B es el área cargada y el factor de minoración de la resistencia teórica es $\phi_c = 0.65$.

26.7 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA COLUMNAS MIXTAS ACERO-CONCRETO

26.7.1 Nivel de Diseño NDI

Los requisitos de esta Sección son aplicables a las columnas mixtas acero – concreto con perfil de acero estructural embutido en todos los sistemas mixtos acero – concreto definidos en el Capítulo 25.

26.7.1.1 Resistencia al corte

La resistencia minorada al corte de la columna mixta acero - concreto será la resistencia teórica multiplicada por el factor de minoración $\phi_v = 0.75$.

La resistencia teórica al cortante de la columna mixta acero - concreto será la suma de la resistencia teórica al corte del perfil de acero estructural más la resistencia teórica al corte de la armadura transversal de la sección de concreto reforzado.

La resistencia teórica al corte del perfil de acero se calculará según el Artículo 16.4 de la presente Norma. La resistencia teórica al corte de la armadura transversal de la sección de concreto se calculará según las Subsecciones 11.4.6.2 a 11.4.6.8, Diseño de las armaduras de corte, de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*, considerando en las fórmulas que la dimensión b_w es igual al ancho de la sección transversal de concreto menos el ancho del perfil de acero medido perpendicularmente a la dirección del corte.

26.7.1.2 Conectores de corte

Los conectores de corte cumplirán con los requisitos del Artículo 26.6.

26.7.1.3 Refuerzo transversal

La separación de las ligaduras no deberá exceder el menor de los valores siguientes:

- (a) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal.
- (b) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada.
- (c) 48 veces el diámetro de la ligadura.

La separación entre ligaduras será la mitad del valor indicado en el párrafo precedente por encima de la fundación, por encima o por debajo de la viga más baja o de la losa en cualquier entrepiso, y en la longitud de confinamiento definida en la Subsección 26.7.2.1.

Las barras de las ligaduras tendrán un diámetro no menor de 1/50 la mayor dimensión de la sección mixta, excepto que no será menor que la barra No. 3 (10 mm de diámetro) ni mayor de la barra No. 5 (16 mm de diámetro). En las estructuras detalladas con Nivel de Diseño ND1, se puede reemplazar el área equivalente de ligaduras por malla electrosoldada.

26.7.1.4 Refuerzo longitudinal

Como mínimo se colocarán barras de refuerzo longitudinal en cada esquina de las secciones rectangulares, cuyo detallado y empalme cumplirá con los requisitos de la Norma COVENIN - MINDUR 1753, Sección 7.8.1 *Barras no alineadas* y el Artículo 12.16 *Requisitos especiales para los empalmes en las columnas*. La separación de las otras barras longitudinales no será mayor que la mitad del lado menor de la sección mixta.

26.7.1.5 Empalmes y detalles en transición del perfil de acero

Los empalmes y apoyos del perfil de acero cumplirán con los requisitos de la Sección 21.7 de la presente Norma y la Sección 7.8.2, Núcleos metálicos, de la Norma COVENIN – MINDUR 1753.

Se incorporarán en el diseño todos los posibles efectos desfavorables en el comportamiento del miembro debidos a los cambios de rigidez y de la resistente teórica a la tracción en donde termina el embutimiento del perfil, sea por transición a una columna de concreto reforzada o a la base de la columna.

26.7.2 Nivel de Diseño ND2

Las columnas mixtas acero – concreto con perfil de acero estructural embutido con Nivel de Diseño ND2, además de cumplir con los requisitos de la Sección 26.7.1, cumplirán con los de la presente Sección.

26.7.2.1 Confinamiento del concreto

A ambos lados de cualquier sección donde se espera la ocurrencia de cedencia por flexión y medido a partir de cada cara de la junta, se confinará el concreto en una distancia igual al mayor de los siguientes valores:

- (a) La mayor dimensión transversal de la sección.
- (b) 1/6 la altura libre de la columna.
- (c) 45 cm.

En estas zonas de confinamiento del concreto, las ligaduras deben ser cerradas y su separación no excederá el más pequeño de los valores siguientes:

- (a) La mitad de la menor dimensión de la sección.
- (b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada.
- (c) 24 veces el diámetro de la ligadura.
- (d) 30 cm.

En el resto de la altura de la columna, la separación de las ligaduras no será mayor que el doble de la separación adoptada en la zona confinada.

En el Nivel de Diseño ND2 no está permitido reemplazar las ligaduras por malla electrosoldada.

26.7.3 Nivel de Diseño ND3

Adicionalmente a los requisitos de las Secciones 26.7.1 y 26.7.2, las columnas mixtas acero – concreto con perfil de acero embutido con Nivel de Diseño ND3, cumplirán los requisitos de la presente Sección.

26.7.3.1 Solicitaciones mayoradas y requisitos para los empalmes

Las solicitaciones mayoradas y los detalles de los empalmes cumplirán con los requisitos de la Sección 15.5.1 y el Artículo 21.7, respectivamente.

26.7.3.2 Refuerzo longitudinal

La capacidad del acero longitudinal de refuerzo cumplirá con los requisitos sismorresistentes de la Sección 18.3.3 Armadura longitudinal de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto*.

26.7.3.5 Refuerzo transversal

El refuerzo transversal se diseñará y detallará como ligaduras cerradas conforme a los requisitos del Capítulo 18 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753 y cumplirá con los siguientes requisitos:

26.7.3.5.1 Área mínima

El área mínima de refuerzo transversal, A_{sh} , se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{sh} = 0.09h_{cc} s \left(1 - \frac{F_y A_s}{N_t} \right) \left(\frac{F_c}{F_{yh}} \right) \quad (26-4)$$

donde:

A_s = Área de la sección transversal del núcleo de acero.

F_y = Tensión cedente mínima especificada del núcleo de acero estructural.

F_{yh} = Tensión cedente mínima especificada para las ligaduras.

N_t = Resistencia teórica a compresión normal de la columna mixta acero -concreto, calculada según el Artículo 26.3.

F_c = Resistencia a compresión especificada para el concreto.

h_{cc} = Dimensión de la sección transversal del núcleo medido centro a centro de las ligaduras.

No será necesario satisfacer la fórmula (26-4) cuando la resistencia teórica del perfil de acero estructural por sí solo es mayor que la demanda $1.0 CP + 0.5 CV$.

En el Nivel de Diseño ND3 no está permitido reemplazar las ligaduras por malla electrosoldada.

26.7.3.5.2 Disposición del refuerzo transversal

La disposición y separación del refuerzo transversal cumplirá con los siguientes requisitos:

1. La máxima separación del refuerzo transversal en toda la longitud de la columna no excederá de 6 veces el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal o 150 mm.
2. En cada uno de los casos y regiones que se especifican a continuación, la máxima separación del acero de refuerzo transversal no excederá 0.25 veces la menor dimensión transversal o 10 cm. En estas regiones, las ligaduras cerradas, sus ganchos u otros refuerzos de confinamiento no se separaran más de 350 mm medidos en el centro en la dirección transversal.
 - a) En las columnas acero – concreto con perfil de acero estructural embutido en concreto reforzado de los pórticos arriostrados.

En toda la longitud de las columnas mixta acero – concreto que soporten cargas normales mayores que 0.2 veces su resistente teórica a compresión con excentricidad cero, N_o .

Cuando la resistencia teórica del perfil de acero estructural por sí mismo sea mayor que la solicitaciones mayoradas obtenidas de la combinación $1.0 CP + 0.5 CV$ se eximirá del cumplimiento de este requisito.

- b) En las zonas de cambio de rigidez de las columnas mixtas acero concreto provenientes de la discontinuidad de rigideces, tales como las debidas a muros o pórticos arriostrados.

En toda la longitud por debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad de las columnas mixtas acero – concreto que soporten cargas mayores que 0.1 veces su resistente

teórica a compresión con excentricidad cero, N_o .

El acero transversal de confinamiento se extenderá dentro del miembro discontinuado por lo menos la longitud requerida para desarrollar la cedencia total del perfil embutido y la de las barras de refuerzo longitudinal. Cuando la resistencia teórica del perfil de acero estructural por si mismo sea mayor que la sollicitación producida por la combinación $1.0 CP + 0.5 CV$ se eximirá del cumplimiento de este requisito de confinamiento.

En los pedestales o fundaciones de las columnas mixtas el acero transversal de confinamiento se extenderá dentro del pedestal o fundación al menos 310 mm. Donde las columnas mixtas acero – concreto terminen sobre un muro, el refuerzo transversal de confinamiento se extenderá dentro del muro por lo menos la longitud requerida para desarrollar la cedencia total del perfil embutido y la de las barras de refuerzo longitudinal.

CAPÍTULO 27 MUROS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO -CONCRETO

27.1 ALCANCE

Este Capítulo establece los requisitos para el Nivel de Diseño ND3 de los muros estructurales de concreto reforzado con miembros de borde de acero, embutidos o no, muros con planchas de acero embutidas en uno o ambos lados y con miembros de bordes mixtos acero – concreto, y las vigas de acero que acoplan dos o más muros de concreto reforzado.

Excepto las modificaciones indicadas en este Capítulo, los muros estructurales cumplirán con las disposiciones del Capítulo 18 de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

27.2 MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON MIEMBROS DE BORDES DE ACERO

27.2.1 Miembros de bordes

27.2.1.1 Perfiles de acero no embutidos en el concreto

Adicionalmente a los requisitos de la Subsección 25.6.1.1, los perfiles de acero no embutidos en concreto que funcionan como miembros de bordes cumplirán con los requisitos del Artículo 5.2, la Sección 15.5.1 y el Artículo 21.7.

27.2.1.2 Perfiles de acero embutidos en concreto

Adicionalmente a los requisitos de la Subsección 25.6.1.2, se aplicarán a los perfiles de acero embutidos en el concreto que constituyen los miembros de borde mixtos, los requisitos de la presente Subsección. Los miembros de borde que satisfagan la definición de columna mixta del Artículo 26.1, se diseñarán según los requisitos sismorresistentes establecido en el Capítulo 26 para el Nivel de Diseño ND3. Los miembros de borde que no satisfagan la definición del Artículo 26.1, se diseñarán según los requisitos del Capítulo 18 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753 para miembros de borde. El refuerzo transversal por confinamiento en los miembros de borde mixtos se extenderá una distancia igual a $2h$ dentro del muro, siendo h el espesor total del miembro de borde medido en el plano del muro.

27.2.1.3 Conectores de corte

Los conectores de corte para transferir el corte vertical entre los miembros de acero y concreto, podrán ser espárragos o barras de refuerzo dispuestas como anclaje como se especificó en la cláusula 27.2.1.1.3. En la conexión a perfiles no embutidos en el concreto, la resistencia teórica de las barras de anclaje soldadas se reducirá en un veinticinco por ciento (25 %) respecto a su resistencia a la cedencia bajo cargas estáticas.

27.2.2 Vigas de acoplamiento

Las vigas de acero que acoplan muros de concreto reforzado adyacentes, además de cumplir con los requisitos de la Sección 25.6.2, cumplirán con los siguientes requisitos:

- (1) Las vigas de acoplamiento cumplirán con los requisitos de las Secciones 13.2.1 a 13.2.5, 13.3.2 y 13.3.3. A menos que un análisis justifique un valor menor, la rotación en el acoplamiento se supondrá igual a 0.08 radianes. Se dispondrán planchas de apoyo frontal en ambos extremos de la viga de acoplamiento en la cara del muro estructural. Estas planchas de apoyo en las caras cumplirá con los requisitos de detallado de las Sección 13.3.1.
- (2) El acero de refuerzo vertical del muro, especificado en la Sección 25.6.2 (2), será confinado por refuerzo transversal que satisfaga los requisitos de la Sección 18.5.3 *Miembros de bordes*, de la Norma COVENIN – MINDUR 1753.

27.3 MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO Y CUYOS MIEMBROS DE BORDE SON PERFILES DE ACERO O MIXTOS ACERO – CONCRETO

Este Artículo establece los requisitos para el Nivel de Diseño ND3 de los muros estructurales formados por planchas de acero embutidas en uno o ambos lados y con miembros de bordes de acero estructural o mixtos acero–concreto.

27.3.1 Muros

27.3.1.1 Resistencia al corte

La resistencia teórica al corte de los muros reforzados con planchas de acero rigidizadas conforme a la Subsección 27.3.1.2 se calculará con la fórmula (27-1):

$$V_s = 0.6 F_y A_{sp} \quad (27-1)$$

donde:

A_{sp} = Área horizontal de la plancha de acero.

F_y = Tensión cedente del material de la plancha.

V_s = Resistencia teórica a la cedencia por corte de la plancha de acero.

Cuando no se cumplan los requisitos especificados en la Subsección 27.3.12, la resistencia teórica al corte se calculará con resistencia de la plancha, excluyendo la resistencia del concreto, incorporando el pandeo de la plancha de acuerdo con las disposiciones de esta Norma.

27.3.1.2 Acción rigidizadora del concreto

Se podrá considerar que la plancha está suficientemente rigidizada por el concreto si un análisis elástico del pandeo de la misma demuestra que el muro mixto puede resistir una fuerza de corte aplicada igual a la resistencia teórica por corte de la plancha, V_s . El espesor mínimo de concreto será de 10 cm cuando se vacía a ambos lados de la plancha y de 20 cm cuando se vacía de un solo lado. Se

podrán colocar conectores de corte tipo espárragos u otros conectores mecánicos similares para prevenir el pandeo local y la separación de la plancha y el concreto. La cuantía mínima de armadura vertical u horizontal, que satisface los requisitos de detallado del Artículo 14.3 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753, no será menor de 0.0025 y la máxima separación entre barras no excederá de 45 cm.

27.3.1.3 Transferencia de corte

La plancha de acero deberá estar continuamente unida en todo su contorno a los miembros de acero por medio de soldadura y/o conexiones de deslizamiento crítico capaces de desarrollar una fuerza cortante no menor al corte cedente de la plancha. La resistencia minorada de los pernos y soldaduras será la establecida en esta Norma.

27.3.2 Miembros de borde

Los miembros de borde, sean de acero o mixtos, se diseñarán según las disposiciones de la Subsección 27.2.1.1.

27.3.3 Aberturas en los muros

El análisis estructural determinará la necesidad de disponer miembros de bordes alrededor de las aberturas de los muros.

CAPÍTULO 28 VIGAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

28.1 ALCANCE

En este Capítulo se establecen los criterios y requisitos mínimos para la determinación de los estados límites de diseño de las vigas mixtas, ya sean vigas embutidas en el concreto o vigas de acero que soportan una losa de concreto vaciada directamente o sobre un sofito metálico, interconectadas de tal manera que la losa y las vigas actúan conjuntamente para resistir las solicitaciones flectoras.

Las láminas de acero formadas en frío que constituyen el sofito metálico cumplirán con los requisitos del Capítulo 29. Para los efectos del presente Capítulo, los sofitos de acero tendrán nervaduras con altura nominal no mayor de 75 mm. El ancho promedio de la nervadura, w_r , será como mínimo de 50 mm, pero en los cálculos no deberá ser mayor que el ancho mínimo libre en la parte superior de los pliegues de la lámina de acero. El espesor de la losa o placa de concreto medido por encima del sofito metálico no será menor de 50 mm.

28.2 MATERIALES

Los materiales de las vigas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Artículo 24.2

28.3 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Las vigas mixtas acero – concreto de los pórticos mixtos acero – concreto con Nivel de Diseño ND3 cumplirán con los siguientes requisitos:

1. La resistencia minorada a flexión se calculará con la distribución de las tensiones plásticas definida en la Sección 28.6.5
2. Las alas de las vigas cumplirán con los requisitos de las Secciones 11.4.1 y 11.4.2 , excepto que los elementos comprimidos estén totalmente embebidos por un recubrimiento de concreto reforzado de al menos 5 cm y el concreto esté confinado por medio de estribos en la región donde se espera la formación de rótulas plásticas bajo la acción sísmica. Los estribos cerrados cumplirán los requisitos de la Sección 18.2.3 de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

28.4 INTERCONEXIÓN ENTRE LA VIGA DE ACERO Y LA LOSA DE CONCRETO

La losa de concreto se conectará a la viga de acero por medio de conectores de corte. Los conectores de corte tipo espárragos soldados, de acuerdo con los requisitos de la Norma AWS D1.1, serán de 19 cm de diámetro o menos. Los conectores pueden soldarse a través del sofito de acero o directamente a la viga metálica. Una vez soldados, los conectores tendrán que sobresalir por lo menos 40 mm (1.5 plg) por encima de la parte superior del sofito de acero.

En el cálculo de la resistencia minorada se supondrá acción colaborante parcial cuando la resistencia del conector V_{ac} sea menor de 0.5 veces el menor valor entre $0.85 b t F_c$ y $\phi A_s F_y$. En el estado límite de servicio no se considerará la acción colaborante total cuando V_{ac} sea menor de 0.25 veces el menor valor entre $0.85 b t F_c$ y $\phi A_s F_y$.

En los sistemas resistentes a sismos, independientemente de su Nivel de Diseño, la acción colaborante parcial no será menor del cincuenta por ciento (50 %).

28.5 VIGAS MIXTAS ACERO - CONCRETO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Las vigas mixtas acero - concreto se dimensionarán para tener la suficiente resistencia, rigidez y estabilidad lateral para soportar por sí mismas todas las cargas permanentes aplicadas antes que el concreto alcance el setenta y cinco por ciento (75%) de su resistencia especificada F_c , excepto cuando estas cargas se soportan temporalmente por medio de puntales. La resistencia a flexión de la sección de acero antes del endurecimiento del concreto se calculará de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 16 o 17, en todo caso las tensiones en el ala traccionada de las vigas sin apuntalamiento no será mayor de $0.90 F_y$. Para efectos de controlar la flecha durante esta etapa se podrán aplicar los requisitos del Artículo 29.5.1

28.6 HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO

28.6.1 *Solicitaciones*

En la determinación de las solicitaciones en los miembros y las conexiones de una estructura con vigas mixtas, especial consideración se dará a las secciones efectivas en el momento de aplicar cada solicitación mayorada. Las conexiones en los apoyos de las vigas se dimensionarán para transmitir la totalidad de la reacción de la viga mixta acero - concreto.

28.6.2 *Análisis elástico*

En el análisis elástico de vigas continuas mixtas sin extremos acartelados, se aceptará suponer que la rigidez de la viga es uniforme en toda su longitud y deberá calcularse utilizando el promedio ponderado de los momentos de inercia de la sección mixta transformada en las zonas de momentos positivos y negativos.

28.6.3 *Distribución de las tensiones elásticas*

En la determinación de la distribución de las tensiones elásticas, las deformaciones en el acero y el concreto se supondrán directamente proporcionales a su distancia al eje neutro. La tensión será igual a la deformación multiplicada por el módulo de elasticidad del acero, E , o el módulo de elasticidad del concreto, E_c . Deberá despreciarse la resistencia a la tracción del concreto y la máxima tensión en el acero no excederá el valor de F_y . En el concreto la máxima tensión de compresión no excederá $0.85 F_c$, siendo F_c la resistencia de compresión especificada para el concreto. En las vigas híbridas que trabajan como mixtas, la máxima tensión en el ala no será mayor que F_{yf} pero en el alma se puede exceder la tensión de cedencia en cuyo caso se tomará como tensión de cedencia F_{yw} .

28.6.4 *Análisis plástico*

Cuando se utiliza el análisis plástico, la resistencia teórica a flexión de los miembros de sección mixta se determinará de la distribución de las tensiones plásticas.

28.6.5 *Distribución de las tensiones plásticas*

La distancia de la fibra más comprimida del concreto respecto al eje neutro plástico no será mayor que

$$\frac{Y_{\text{con}} + d}{1 + \left(\frac{1750 F_y}{E} \right)} \quad (28-1)$$

donde

E = Módulo de elasticidad del acero.

F_y = Resistencia cedente mínima especificada de la viga de acero.

Y_{con} = Distancia de la parte superior de la viga a la parte superior de la losa de concreto.

d = Altura de la viga de acero.

28.6.5.1 Distribución de las tensiones plásticas para momentos positivos

Cuando la losa se conecta a la viga de acero por medio de conectores de corte en la región de momentos positivos, podrá suponerse una tensión en el concreto de 0.85 F_c distribuida uniformemente a través de la zona de compresión efectiva. Deberá despreciarse la resistencia a la tracción en el concreto. En las secciones de acero estructural se supondrá una tensión cedente en el acero F_y, uniformemente distribuido a través de las zonas de tracción y de compresión. La fuerza neta de tracción en la sección de acero será igual a la fuerza de compresión en la losa o placa de concreto.

28.6.5.2 Distribución de las tensiones plásticas para momentos negativos

Cuando la losa se conecta a la viga de acero por medio de conectores de corte en la región de momentos negativos, se supondrá una tensión de cedencia F_{yr} en todas las barras de refuerzo longitudinal, con una longitud de desarrollo adecuada dentro del ancho efectivo de la losa o placa de concreto. Se despreciará la resistencia a la tracción en el concreto. En la sección de acero estructural se supondrá una tracción cedente igual a F_y uniformemente distribuido a través de las zonas de tracción y de compresión. La fuerza neta de compresión en la sección de acero será igual a la fuerza total de tracción en el acero de refuerzo.

28.6.6 *Acción conjunta completa en vigas*

Se suministrarán conectores de cortante en cantidad suficiente para desarrollar la máxima resistencia de flexión de la viga mixta. Para la distribución de tensiones elásticas podrá suponerse que no ocurre ningún deslizamiento entre los materiales.

28.6.7 Acción conjunta parcial en vigas

La resistencia al cortante de los conectores de corte limitará el diseño de la vigas con acción conjunta parcial. En el análisis elástico de flechas, fatiga y vibraciones deberá incluirse el efecto del deslizamiento entre los dos materiales.

28.6.8 Vigas embutidas en el concreto

Podrá suponerse que una viga totalmente embutida en el concreto vaciado monolíticamente con la losa desarrolla la acción conjunta completa por medio de su adherencia natural, sin necesidad de anclajes adicionales, siempre que:

- (a) El recubrimiento de concreto en los lados y el borde inferior de la viga no sea inferior a 50 mm.
- (b) El borde superior de la viga esté al menos 40 mm por debajo del borde superior de la losa y 50 mm por encima de su borde inferior .
- (c) El concreto que cubre la parte embutida deberá tener una malla u otra armadura de acero adecuada a todo lo largo de la altura y a través del borde inferior de la viga para evitar la fragmentación del concreto.

28.7 ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA DE CONCRETO

El ancho efectivo del ala de concreto a cada lado del eje baricéntrico de la viga será el menor valor que resulte de aplicar las siguientes disposiciones:

- (a) Un octavo de la luz de la viga, medida centro a centro de los apoyos.
- (b) La mitad de la distancia al eje baricéntrico de la viga adyacente.
- (c) La distancia desde el eje baricéntrico de la viga al borde de la losa.

28.8 VIGAS VACIADAS SOBRE SOFITO METÁLICO

La resistencia minorada a la flexión, $\phi_b M_t$, de las vigas mixtas cuya losa de concreto ha sido vaciada sobre un sofito metálico y está adecuadamente conectada a las vigas de acero, se calculará de acuerdo con las partes aplicables del Artículo 28.9, con las siguientes modificaciones.

28.8.1 Nervaduras del sofito perpendiculares a las vigas

Donde las nervaduras del sofito metálico están orientadas perpendicularmente a las vigas, el concreto por debajo de la parte superior de las nervaduras no se tendrán en cuenta para determinar las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c

La separación longitudinal de los conectores de corte tipo espárrago no será mayor de 800 mm.

La capacidad nominal al corte de los conectores de corte tipo espárrago tendrá el valor especificado en el Capítulo 31 multiplicado por el siguiente coeficiente de reducción:

$$\frac{0.85}{\sqrt{n_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{h_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0 \quad (28-2)$$

donde:

h_r = Altura nominal de la nervadura.

h_s = Longitud del espárrago por encima de la soldadura. En los cálculos no excederá el valor $(h_r + 75 \text{ mm})$, aunque la longitud real sea mayor.

n_r = Número de conectores tipo espárrago en una nervadura en la intersección de la viga. Para efectos de cálculo no excederá de 3, aunque se hayan instalado más.

w_r = Ancho promedio de la nervadura de concreto definido en el Artículo 28.1; cm.

A fin de evitar el levantamiento del sofito metálico, éste deberá anclarse a todos los miembros de soporte con separaciones no mayores de 400 mm. Los anclajes pueden proporcionarse por medio de conectores de corte, o por una combinación de conectores y soldaduras de tapón o por cualquier otro sistema especificado por el ingeniero estructural.

28.8.2 Nervaduras del sofito paralelas a las vigas

Donde las nervaduras del sofito metálico están orientadas paralelamente a las vigas, el concreto por debajo de la parte superior de la nervadura podrá incluirse en la determinación de las propiedades de la sección en cuyo caso deberá incluirse en los cálculos de A_c para determinar la capacidad de los conectores, según se contempla en el Capítulo 31.

Las nervaduras del sofito metálico sobre las vigas de soporte podrán cortarse longitudinalmente y separarse para formar un capitel de concreto.

Cuando la altura nominal del sofito metálico sea de 38 mm o más, el ancho promedio w_r del capitel o de la nervadura soportados, no deberá ser menor de 50 cm si hay un solo espárrago en la hilera transversal, debiendo suponerse 4 diámetros del mismo por cada espárrago adicional.

La resistencia teórica al corte de un conector de corte tipo espárrago tendrá los valores especificados en el Capítulo 31, excepto cuando w_r / h_r sea menor de 1.5, el valor de la Sección 31.4 mencionada se multiplicará por el siguiente coeficiente de reducción, en el cual las variables tienen el mismo significado que en la fórmula (28-2).

$$0.6 \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{h_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0 \quad (28-3)$$

28.9 ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

En el diseño se incluirán los efectos y solicitaciones producidos por las losas mixtas acero - concreto.

28.9.1 Resistencia a flexión

28.9.1.1 Vigas embutidas en el concreto

La resistencia minorada a flexión, $\phi_b M_t$, se calculará tomando como factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_b = 0.90$ y determinando el momento teórico M_t a partir de la superposición de tensiones elásticas, considerando los efectos del apuntalamiento.

Alternativamente, la resistencia minorada, $\phi_b M_t$, podrá calcularse manteniendo $\phi_b = 0.90$ y determinando la resistencia teórica M_t a partir de la distribución de tensiones plásticas en la viga de acero sin la colaboración del concreto.

Cuando se coloquen conectores de corte y el concreto satisfaga los requisitos del Artículo 26.3, la resistencia minorada a flexión, $\phi_b M_t$, podrá calcularse un factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_b = 0.85$ y determinando la resistencia teórica M_t a partir de la distribución de las tensiones plásticas de la sección mixta acero - concreto.

28.9.1.2 Vigas con conectores de corte

28.9.1.2.1 Momentos positivos

La resistencia teórica a flexión $\phi_b M_t$ se calculará con los siguientes valores de la resistencia teórica M_t y del factor de minoración de la resistencia teórica ϕ_b :

(a) Para $h/t_w \leq 3.7\sqrt{E/F_{yf}}$:

M_t = Momento teórico calculado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección mixta.

$$\phi_b = 0.85$$

(b) Para $h/t_w > 3.7\sqrt{E/F_{yf}}$

M_t = Momento teórico calculado a partir de la superposición de las tensiones elásticas, considerando los efectos de apuntalamiento.

$$\phi_b = 0.90$$

28.9.1.2.2 Momentos negativos

La resistencia minorada a flexión para momentos negativos, $\phi_b M_t$, se determinará para la sección de acero exclusivamente de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 16 o 17, según corresponda, cuando los conectores de corte se interrumpen a una distancia no menor de 1.5d de la cara de la columna en la zona de momentos negativos, siendo d la altura del perfil de acero.

Alternativamente, $\phi_b M_t$ podrá calcularse tomando $\phi_b = 0.85$ y determinando la resistencia teórica M_n a partir de la distribución de tensiones plásticas de la sección mixta, siempre que:

- (1) La viga de acero, sea una sección compacta adecuadamente arriostrada, tal como se define en la Sección 4.1.
- (2) Los conectores de corte conectan la placa a la viga en la región de momentos negativos.
- (3) Los aceros de refuerzo paralelos a la viga situadas dentro del ancho efectivo de la losa están anclados de acuerdo con la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

28.9.2 Resistencia a corte

La resistencia minorada al corte de vigas mixtas estará determinada por la fuerza cortante en el alma del perfil de acero, de acuerdo con los requisitos de la Sección 16.4.

El corte longitudinal paralelo a la viga con losas sólidas o losas sobre soffito metálico será

$$V_u = \Sigma V_{ac} - 0.85 \phi_c F_c A_c - \phi A_{sr} F_{ysr} \quad (28-4)$$

donde :

A_{sr} = Área del refuerzo longitudinal dentro del área de concreto A_c .

Para concreto de peso normal, la resistencia a lo largo de cualquier plano longitudinal de corte en la losa será

$$\phi V_r = (0.80 \phi A_r F_{yr} + 2.76 \phi_c A_{cv}) \leq 0.50 \phi_c F_c A_{cv} \quad (28-5)$$

donde :

A_r = Área del refuerzo transversal que cruza los planos de corte, A_{cv} .

28.10 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En el diseño para los estados límites de servicio determinados por flecha o vibraciones, se tomará en cuenta el incremento de flexibilidad resultante de la acción colaborante parcial y el deslizamiento relativo entre los materiales. En el cálculo de las propiedades de las vigas mixtas acero - concreto podrán incorporarse los efectos reológicos del concreto.

28.11 ARMADO DE LA LOSA DE CONCRETO INTERCONECTADA A LA VIGA DE ACERO

Las losas de concreto tendrán un adecuado refuerzo para soportar las cargas y controlar el agrietamiento tanto el transversal al tramo de la viga como el longitudinal sobre el perfil de acero. El refuerzo no será menor que el requerido por los requisitos de protección contra el fuego.

28.11.1 Refuerzo paralelo

El refuerzo paralelo al tramo de la viga en la región de momentos negativos de la viga de sección mixta se anclarán en la zona comprimida del concreto. Especial atención se dará al refuerzo de la losa que es continuo sobre los apoyos extremos de las secciones de acero.

28.11.2 Refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal se colocará uniformemente en la parte inferior de la losa y se anclará para que pueda desarrollar su tensión cedente.

El área del refuerzo transversal será:

- (a) En losas vaciadas directamente sobre las vigas, no menos de 0.002 veces el área de la losa concreto.
- (b) En losas sobre soffitos metálicos
 - (1) Donde los nervios son paralelos al tramo de la viga, no menos de 0.002 veces el área de concreto sobre el soffito.
 - (2) Donde los nervios son perpendiculares al tramo de la viga, no menos de 0.001 veces el área de concreto sobre el soffito.

CAPÍTULO 29 LOSAS MIXTAS ACERO -CONCRETO

29.1 ALCANCE

Este Capítulo suministra los criterios para el proyecto, la construcción y la inspección de las losas mixtas acero - concreto construidas de concreto reforzado colocado permanentemente sobre sofitos de acero que actúan como encofrado durante la construcción y que pueden considerarse como refuerzo positivo después que el concreto ha alcanzado su resistencia de diseño.

Las disposiciones de este Capítulo son aplicables a sofitos metálicos con una altura nominal de 77 mm o menos y una separación entre sus nervios de 406 mm o menos, y los cuales suministrarán la resistencia y la rigidez requeridas para soportar las cargas de construcción definidas en la Subsección 29.5.1.1.

29.2 MATERIALES

29.2.1 Aceros

El acero a usar en la fabricación de los sofitos metálicos será acero estructural según la Norma ASTM A611 o A446, según se especifica en el Artículo 5.3.

El espesor nominal mínimo del acero sin recubrir será de 0.70 mm (Calibre 22).

29.2.2 Concreto

Los materiales para el concreto estructural y el acero de refuerzo cumplirán con los requisitos de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado. Análisis y Diseño*.

La resistencia mínima especificada para el concreto, F_c , será de 200 kgf/ cm².

29.3 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Cuando las losas de concreto vaciadas sobre sofito de acero resistan las fuerzas sísmicas como diafragmas, se cumplirán los siguientes requisitos:

1. Se detallarán para garantizar la transferencia de las fuerzas entre el diafragma y los miembros de borde, los elementos colectores, y los miembros horizontales del sistema estructural.
2. La resistencia teórica al corte del diafragma mixto se calculará tomando en cuenta solamente la resistencia teórica al corte de la losa de concreto por encima del tope superior del sofito metálico, conforme con los requisitos de la Norma COVENIN - MINDUR 1753. Alternativamente se podrá utilizar la resistencia minorada al corte determinada experimentalmente en ensayos de corte en el plano del diafragma mixto acero – concreto.

29.4 ESPESOR DE LA LOSA MIXTA ACERO - CONCRETO

A menos que se haga un análisis estructural , bajo condiciones de servicio la máxima relación entre la separación de apoyos o luz de la losa, L , a su altura total, h , será como máximo:

En tramos simplemente apoyados $L / h \leq 22$.

En tramos extremos de losas continuas $L / h \leq 27$.

En tramos intermedios de losas continuas $L / h \leq 32$.

Estructuralmente el espesor total mínimo, h , de las losas será de 90 mm. El espesor mínimo del concreto sobre la parte más exterior del sofito metálico será de 50 mm. Cuando se coloque acero de refuerzo sobre el sofito metálico, el recubrimiento mínimo sobre el refuerzo será de 20 mm.

29.5 CRITERIOS DE DISEÑO

29.5.1 Etapa de construcción

El sofito metálico se diseñará para soportar durante la etapa de construcción los efectos de la combinación de las cargas permanentes debidas a su peso propio, CP , el peso del concreto fresco y el del acero de refuerzo, CP_c , y las cargas variables de construcción definidas en la Subsección 29.5.1.1, CV_c , sin exceder las flechas especificadas en la Subsección 29.5.1.2.

$$1.2 CP + 1.6 CP_c + 1.4 CV_c \quad (29-1)$$

29.5.1.1 Cargas variables durante la construcción

Los sofitos metálicos se diseñarán para soportar el efecto más desfavorable de las siguientes cargas variables debidas a la construcción, aplicadas separadamente:

(a) Una carga uniforme de 100 kgf/m².

(b) Una carga concentrada de 80 kgf ubicada en la posición más desfavorable. Esta carga podrá considerarse actuando en un ancho de 300 mm.

29.5.1.2 Flechas durante la etapa de construcción

Bajo el peso del concreto fresco, la flecha calculada se limitará al menor valor entre $L/180$ y 20 mm.

Para tramos simples

$$\Delta = (5wL^4 / 384EI)\gamma_p \quad (29-2)$$

Para dos tramos iguales

$$\Delta = 0.42 \Delta_{\text{tramo simple}} \quad (29-3)$$

Para tres o más tramos iguales

$$\Delta = 0.53 \Delta_{\text{tramo simple}} \quad (29-4)$$

donde

E = Módulo de elasticidad del acero.

I = Momento de inercia del sofito metálico.

L = Luz del sofito.

w = Carga permanente uniforme debida a la losa de concreto y el sofito metálico, kgf.m.

γ_p = Factor de mayoración igual a 1.10.

Mediante análisis estructural se resolverán los casos correspondientes a tramos de diferentes luces o donde se requiera considerar las cargas adicionales producidas por cambios en la longitud o flecha de los miembros soportantes de la losa.

29.5.2 Etapa de uso

Una vez que el concreto ha alcanzado totalmente su resistencia especificada, se aplicarán las hipótesis de solicitaciones definidas en el Artículo 10.3.

En el diseño de las losas mixtas acero - concreto se emplearán los factores de minoración de las resistencias teóricas dados en la Tabla 29.1.

TABLA 29.1 LOSAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

RESISTENCIA TEÓRICA	FACTOR DE MINORACIÓN
Corte por adherencia	$\phi_v = 0.60$
Flexión:	
Secciones subreforzadas	$\phi_b = 0.85$
Secciones subreforzadas, cuando $F_u / F_y \leq 1.08$	$\phi_b = 0.65$
Secciones sobrerreforzadas	$\phi_b = 0.70$
Sofito de acero galvanizado	
Como losa mixta	$\phi_s = 0.90$
Como diafragma mecánicamente conectado	$\phi_s = 0.60$
Como diafragma conectado por soldaduras	$\phi_s = 0.50$
Concreto en flexión	$\phi_c = 0.60$

29.6 ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

El estado límite de agotamiento resistente de una losa mixta acero - concreto será el menor valor entre su resistencia minorada a flexión y la resistencia minorada a corte por adherencia. Las propiedades de la sección de acero se calculará conforme a la norma para perfiles formados en frío.

29.6.1 Resistencia al corte por adherencia

La resistencia minorada al corte por adherencia en una losa mixta acero - concreto será $\phi_v V_t$, usando como valor de la resistencia teórica V_t los valores obtenidos de ensayos a escala natural, según se especifica en el Artículo 29.10, expresados por ancho de losa.

La fórmula básica para determinar la resistencia por adherencia obtenida experimentalmente será una de las siguientes:

$$V_t = b d (k_1 t / L' + k_2 / L' + k_3 t + k_4) \quad (29-5)$$

$$V_t = b d (k_5 / L' + k_6) \quad (29-6)$$

donde

L' = Distancia entre el apoyo y el punto de aplicación de una carga concentrada que produce la falla de corte por adherencia. Para una carga uniforme L' es un cuarto de la luz.

b = Ancho unitario de la losa, $b = 1000$ mm.

d = Altura efectiva de la losa, definida como la distancia de la fibra comprimida de concreto más alejada del baricentro de la sección total del sofito metálico.

k_1, k_2, k_3 = Coeficientes de corte por adherencia obtenidos de una regresión multilínea de los ensayos de tres o más espesores del sofito.

k_5, k_6 = Coeficientes de corte por adherencia obtenidos de un análisis de regresión lineal de los ensayos para un espesor individual del sofito.

29.6.2 Resistencia a flexión

Las losas mixtas acero - concreto se clasificarán en secciones subreforzadas y secciones sobrerreforzadas.

Las losas cuya relación de compresión / altura, (c/d) , definida por la fórmula (29-7) sea menor que la condición balanceada $(c/d)_b$, definida por la fórmula (29- 8), se considerarán subreforzadas, en caso contrario se clasificarán como sobrerreforzadas.

$$(c/d) = \frac{A_s F_y}{0.85 F_c b d \beta_1} \quad (29-7)$$

$$(c/d)_b = \frac{6300(h-d)}{(6300 + F_y)d} \quad (29-8)$$

donde :

d = Altura total del sofito metálico.

h = Altura nominal total de la losa, medida externamente desde el sofito hasta el tope de concreto.

$\beta_1 = 0.85$ para concreto de resistencia $F_c \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$.
para $F_c > 300 \text{ kgf/cm}^2$, $\beta_1 = 0.85 - 7.85 \times 10^{-4} (F_c - 300) \geq 0.65$.

29.6.2.1 Losas subreforzadas

La resistencia minorada a momentos positivos en la losa mixta acero será $\phi_s M_{un}$.

$$M_{ru} = A_s F_y (d - a/2) \quad (29-9)$$

donde :

$$a = \frac{\phi_s A_s F_y}{0.85 \phi_c F_c b}$$

La fórmula (29-9) es válida únicamente para losas mixtas que sean capaces de desarrollar la tensión cedente en la totalidad de la sección del sofito.

La fórmula (29-9) no toma en cuenta el acero de refuerzo que pueda existir adicionalmente al del sofito ni tampoco el caso en que una porción del sofito esté en la zona de compresión dentro de la sección en flexión. En estos casos la fórmula (29-9) no es válida y la resistencia minorada a flexión se determinará de un análisis de compatibilidad de deformaciones.

29.6.2.2 Losas sobrerreforzadas

La resistencia minorada a flexión para momentos positivos en la losa será $\phi_c M_{ro}$.

$$M_{ro} = k_1 f'_c b c (d - k_2 c) \quad (29-10)$$

donde :

$$c = d \left\{ \left[\rho m + \left(\frac{\rho m}{2} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{\rho m}{2} \right\} \quad (29-11)$$

con

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$m = \frac{\phi_s E_s \varepsilon_{cu}}{k_1 \phi_c F_c} \quad (29-12)$$

$k_1 = 0.723$ para concretos con resistencia $F_c \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$.
para $F_c > 300 \text{ kgf/cm}^2$, $k_1 = 0.723 - 6.69 \times 10^{-4} (F_c - 300) \geq 0.553$.

$k_2 = 0.425$ para concretos con resistencia $F_c \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$.
para $F_c > 300 \text{ kgf/cm}^2$, $k_2 = 0.425 - 3.92 \times 10^{-4} (F_c - 300) \geq 0.325$.

$\varepsilon_{cu} = 0.003$

La fórmula (29.10) es válida solamente para losas mixtas acero - concreto en la cual ninguna parte del sofito está cediendo. Si ocurre cedencia en el sofito, la resistencia minorada a flexión se determinará de un análisis de compatibilidad de deformaciones o mediante ensayos.

29.7 LOSAS CONTINUAS

Cuando las losas mixtas acero - concreto se diseñen para ser continuas sobre los apoyos, la resistencia minorada a flexión se determinará de la manera convencional establecida en la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado. Análisis y Diseño*.

29.8 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

29.8.1 Flecha

Las propiedades de la losa mixta necesarias para determinar su flecha se calcularán según la convencional teoría elástica de concreto reforzado, transformando las áreas de acero en áreas equivalentes de concreto. El momento de inercia a utilizar será el promedio de los valores calculados suponiendo la sección de concreto agrietada y no agrietada, según las fórmulas que se suministran en el Apéndice E. Las propiedades de la sección de acero se calculará conforme a la norma para perfiles formados en frío.

Como valores límites de flecha se podrán adoptar los valores de la Tabla 9.5 (b) de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

29.8.2 Efectos dinámicos debidos a cargas repetidas o vibraciones

Cuando las cargas variables pueden inducir impacto o vibración, o ambas, que afecten el confort de los usuarios o la ocupación de la edificación, se hará un análisis de las vibraciones con el fin de acotarlas a niveles aceptables con el uso previsto para la edificación.

29.9 CONSIDERACIONES ADICIONALES DE DISEÑO

29.9.1 Control de los efectos de retracción y temperatura

A menos que por la protección contra incendios se especifique un refuerzo mayor, las losas mixtas acero - concreto tendrán como mínimo el acero de refuerzo por retracción y temperatura de 0.00075 veces el área de la losa de concreto por encima del sofito pero no menor de 0.60 cm²/m, como se ilustra en la Tabla 29-2. Según la Norma COVENIN - MINDUR 1753, la separación de las barras que constituyen este refuerzo, no será mayor de 35 cm ni 5 veces el espesor de la losa. El acero de retracción y temperatura se colocará aproximadamente a 2.5 cm por debajo de la superficie exterior de la losa de concreto.

Cuando las losas mixtas acero - concreto se diseñan como continuas sobre los apoyos, el refuerzo para los momentos negativos se calculará de conformidad con la Norma COVENIN - MINDUR 1753. Si no se considera continuidad sobre los apoyos, se tomarán medidas para controlar el agrietamiento del concreto.

TABLA 29-2 REFUERZO MÍNIMO POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Recubrimiento de concreto $h_c = h - h_r$ cm	Área mínima de refuerzo en el ancho de la losa A_{sr} en cm ² /m
$h_c \leq 8$	0.60
$8 < h_c \leq 15$	$0.3 h_c - 1.80$
$h_c > 15$	$0.18 h_c$

29.9.2 Punzonado

La superficie crítica para la determinación del corte por punzonado será perpendicular al plano de la losa y ubicada a un lado de la periferia de la carga concentrada o área de la reacción a una distancia no mayor de 0.50 h_c de la periferia de la carga concentrada o área de la reacción.

La resistencia minorada al corte por punzonado será $\phi_c V_{pr}$.

$$V_{pr} = (1 + 2/\beta_c) 0.2 \lambda \sqrt{F_c} b_o h_c \quad (29-13)$$

donde

V_{pr} = Resistencia teórica al corte por punzonado.

b_o = Perímetro de la sección crítica.

h_c = Espesor de la losa de concreto por encima del sofito metálico.

β_c = Relación del aspecto del área de aplicación de la carga concentrada o área de reacción.

$\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal.
 0.75 para concreto con agregados livianos.

En lugar de la fórmula (29-13), la resistencia minorada al punzonado se podrá determinar experimentalmente.

29.9.3 Efecto de placa

Cuando se requiera que la losa trabaje en dos direcciones para distribuir las cargas, se evaluará la resistencia a flexión en la dirección transversal de las corrugaciones del sofito mediante ensayos o de manera analítica. Se considerarán los dos casos siguientes:

- (a) Cuando no se disponga de refuerzo transversal suplementario, la resistencia minorada a flexión se calculará para la sección de concreto sin armar por encima del sofito metálico, despreciando cualquier contribución de éste.
- (b) Cuando se coloca refuerzo transversal en la zona de tracción, se podrá usar la fórmula (28-7) el área del acero A_s será la del refuerzo suplementario, y solo se considerará la sección de concreto por encima del embosado del sofito, a menos que los ensayos demuestren conclusivamente que contribuyen a la resistencia de la losa.

29.9.4 Cargas repetidas o efectos dinámicos

Cuando las cargas repetidas (fatiga) o cargas vibratorias sean un factor importante en el diseño, se comprobará experimentalmente la idoneidad de la solución propuesta.

29.9.5 Conexión con miembros de borde

Las soldaduras o dispositivos de corte deberán transferir a los miembros de borde de los diafragmas estructurales las fuerzas de corte que se generan en el plano de la losa mixta acero - concreto cuando trabaja como diafragma.

29.10 ENSAYOS

Como es la falla de corte por adherencia el mecanismo de falla más común en las losas mixtas acero - concreto, su resistencia minorada a flexión se calculará usando los parámetros obtenidos de un programa de ensayos a escala natural, según se especifica en la Norma CSSBI S2-85 *Criteria for the Testing of Composite Slabs* del Canadian Sheet Steel Building Institute (Instituto Canadiense de Láminas de Acero para Edificaciones).

CAPÍTULO 30 CONEXIONES EN ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO

30.1 ALCANCE

Los requisitos de este Capítulo se aplicarán al diseño de las conexiones de las estructuras mixtas acero - concreto definidas en el Artículo 3.2 y en las cuales se aprovecha la interacción de los dos materiales para transferir las fuerzas entre los miembros. Cuando tal interacción no sea requerida, las conexiones se diseñarán de acuerdo con la norma correspondiente a cada material.

Las conexiones mixtas acero – concreto demostrarán que poseen una resistencia, ductilidad y tenacidad al menos igual a las conexiones de las estructuras de acero o de concreto reforzado.

30.2 REQUISITOS GENERALES

Todas las conexiones tendrán la adecuada capacidad de deformación para resistir las hipótesis de solicitaciones críticas para las cuales se calculan las derivas de los entrepisos. Adicionalmente, las conexiones requeridas para la estabilidad lateral bajo las acciones sísmicas deberán cumplir con los requisitos de este Capítulo. De conformidad con el Capítulo 24, las conexiones se diseñarán para el sistema estructural específico.

Cuando las solicitaciones mayoradas se basen en las resistencias teóricas de los materiales y las dimensiones nominales de los miembros, se tomará en cuenta cualquier efecto que pueda incrementar la resistencia teórica de los miembros conectados en la formulación de las solicitaciones mayoradas en las conexiones.

30.3 CRITERIOS DE DISEÑO

El cálculo de la resistencia teórica de las conexiones se basará en un modelo analítico que satisfaga las condiciones de equilibrio interno y las limitaciones resistentes de los materiales y elementos basado en los potenciales estados límites. A menos que la resistencia se determine experimentalmente, los modelos de las conexiones seguirán los siguientes criterios:

30.3.1 *Transferencia de fuerzas entre el acero estructural y el concreto reforzado*

Se considerarán las fuerzas de transferencia entre el acero estructural y el concreto reforzado cuando ocurran solamente a través del aplastamiento de la cabeza de los conectores de corte tipo espárrago o por dispositivos apropiados, por cualquier otro mecanismo mecánico, o mediante corte por fricción con la necesaria fuerza de apriete suministrada por el acero de refuerzo normal al plano de transferencia del corte, o por una combinación de estos medios. No se considerará válido como mecanismo de transmisión de las fuerzas la adherencia entre el acero y el concreto.

A menos que se demuestre por medio de ensayos bajo cargas cíclicas una mayor resistencia, las resistencias teóricas al aplastamiento y al corte por fricción, se reducirán en un veinticinco por ciento (25 %) en los sistemas estructurales mixtos definidos en los Capítulos 25 y 27. Hasta tanto no se actualice la Norma COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto*, las resistencias teóricas por aplastamiento y corte por fricción se calcularán según los Capítulos 10 y 11 del Código ACI 318 –95, usando los factores de minoración dados en su Apéndice C.

30.3.2 Componentes de acero estructural

Las solicitaciones sobre los componentes de acero de la conexión calculada según los requisitos del Capítulo 10 no excederán la resistencia minorada determinada de conformidad con la presente Norma. Se permitirá considerar como arriostrados contra el pandeo fuera de su plano a los componentes de acero que estén embutidos en concreto confinado. Las vigas embutidas dentro de columnas o muros de concreto deberán tener planchas de apoyo en la cara consistentes de rigidizadores de aplastamiento entre sus alas, localizados en la cara del miembro de concreto reforzado para suministrarle confinamiento y transferir las fuerzas al concreto por aplastamiento directo.

30.3.3 Zona del panel en las conexiones viga- columna

La resistencia teórica al corte del panel de una conexión viga - columna de acero embutida en concreto se calculará como la suma de las resistencias teóricas del acero estructural y el concreto reforzado confinado por corte según se establece en los Artículos 9.3 y 21.5 del Código ACI 318-95. Los factores de minoración de resistencia para el concreto reforzado son los del Apéndice C del ACI 318-95.

30.3.4 Detallado de las barras de refuerzo

Se suministrarán barras de refuerzo para resistir todas las fuerzas de tracción en todos los componentes de concreto reforzado de la conexión. Adicionalmente, se diseñará el refuerzo transversal necesario para confinar al concreto. Todos los refuerzos desarrollarán su resistencia a tracción o compresión más allá de la sección donde se requiera resistir las fuerzas. Las longitudes de desarrollo se calcularán según los Capítulo 12 y 18 de la norma de concreto, COVENIN - MINDUR 1753.

30.3.5 Refuerzo de las losas en la región confinada

Cuando la losa sea utilizada como un diafragma para la transmisión de las fuerzas horizontales, su acero de refuerzo se diseñará y anclará para que sea capaz de tomar las fuerzas de tracción en su plano en todas las secciones críticas de la losa, incluyendo las conexiones a las vigas recolectoras, columnas, arriostramientos o muros.

30.3.6 Refuerzo transversal en los nodos adyacentes a columnas o muros

En las conexiones entre el acero estructural o vigas mixtas acero –concreto y el concreto reforzado o columnas mixtas con perfiles de acero embutidas, las ligaduras cerradas en la zona de la junta cumplirán con los requisitos del Artículo 18.4 *Juntas viga-columna*, de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753, con las siguientes modificaciones:

- (a) Se supondrá que los miembros de acero que se vinculan en la conexión proporcionan confinamiento sobre un ancho igual a la plancha de apoyo frontal en la cara dispuesta como rigidizador entre las alas de la viga.

- (b) En los sistemas estructurales mixtos definidos en los Capítulos 25 y 27 se permitirá empalmar por solape las ligaduras perimetrales donde el concreto esté confinado por planchas de apoyo en las cara del miembro o por otros medios que prevengan el desprendimiento del concreto.

30.3.7 Refuerzo longitudinal en columnas adyacentes al nodo

Debido a las grandes fuerzas de transferencia asociadas con los cambios de momentos en la columna por encima del nodo, el tamaño y disposición de las barras longitudinales se detallará para minimizar el deslizamiento de las barras a través de la junta.

CAPÍTULO 31 CONECTORES DE CORTE

31.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará al diseño de los conectores de corte que interconectan las secciones mixtas acero - concreto.

31.2 MATERIALES

Los conectores de corte cumplirán con los requisitos del Capítulo 5.

Los conectores de corte tipo espárragos con cabeza, deberán tener con una longitud después de instalados, no inferior a cuatro veces su diámetros del mismo. Los conectores tipo espárrago cumplirán con los requisitos del Artículo 5.10.

Los conectores tipo canal laminados en caliente cumplirán con los requisitos del Artículo 5.10.

Los conectores de corte deberán embutirse en las losas de concreto fabricadas con agregados que cumplan la Norma COVENIN 277 *Especificaciones para la Aceptación o Rechazo de Agregados para Concreto* o con agregados producidos en hornos rotatorios, de acuerdo con la norma CCA: Ag:101 *Especificaciones para Agregados Livianos para Concreto Estructural*, utilizando concretos de un peso unitario no menor de 1440 kgf/m³.

31.3 FUERZA CORTANTE HORIZONTAL

Excepto donde se utilizan vigas embutidas, como se definen en el Capítulo 28, se supondrá que la fuerza cortante horizontal en la unión de la viga de acero y la losa de concreto se transfiere mediante conectores de corte soldados al ala superior de la viga y embutidos en el concreto.

Para una acción conjunta completa con el concreto sometido a compresión debido a la flexión, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida entre el punto de momento máximo y el de momento nulo se tomará igual al menor valor entre los siguientes:

$$(a) \quad V_h = 0.85 F_c A_c \quad (31-1)$$

$$(b) \quad V_h = A_s F_y, \quad (31-2)$$

$$(c) \quad V_h = \Sigma V_{ac} \quad (31-3)$$

donde:

- A_c = Área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo
- A_s = Área de la sección transversal de acero.
- F_y = Tensión de cedencia mínima especificada.
- F_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión, kgf/cm².
- ΣV_{ac} = Suma de las resistencias minoradas de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero, kgf.

En el cálculo de la resistencia minorada se supondrá acción colaborante parcial cuando la resistencia ΣV_{ac} sea menor de 0.5 veces el menor valor entre $0.85 A_c F_c$ y $A_s F_y$. En el estado límite de servicio no se considerará acción colaborante total cuando ΣV_{ac} sea menor de 0.25 veces el menor valor entre $0.85 A_c$ y $A_s F_y$.

En los sistemas resistentes a sismo, independientemente de su Nivel de Diseño, la acción colaborante parcial no será menor del cincuenta por ciento (50 %).

En las vigas híbridas, la fuerza de cedencia se calculará para los componente de la sección transversal; $A_s F_y$ de la sección transversal total será la suma de las fuerzas de cedencia de sus componentes.

En las vigas mixtas continuas, en las que se considera que las barras longitudinales actúan conjuntamente con la viga de acero en las zonas de momentos negativos, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida por los conectores de corte entre el punto de momento máximo negativo y el punto de momento nulo se tomará igual al menor valor obtenido entre $A_{sr} F_{ysr}$ y ΣV_{ac} , donde:

- A_{sr} = Área de las armaduras longitudinales situadas dentro del ancho efectivo del ala de concreto, ancladas de acuerdo con la Norma COVENIN - MINDUR 1753.
- F_{yr} = Tensión cedente mínima especificada para la armadura longitudinal.
- ΣV_{ac} = Suma de las capacidades resistentes nominales de los conectores de corte entre el punto de momento máximo negativo y el punto de momento cero.

31.4 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO

La resistencia teórica de un conector de corte tipo espárrago embutido en la losa maciza de concreto será:

$$V_{ac} = 0.5 A_{sc} \sqrt{F_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (31-1)$$

- A_{sc} = Área transversal de un conector tipo espárrago.
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto.
- F_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión, kgf/cm^2 .
- F_u = Resistencia a la tracción mínima especificada de un conector tipo espárrago.

Para espárragos embutidos en una losa vaciada sobre un sofito metálico, véase el Artículo 28.6 en relación con los coeficientes de reducción dados por las fórmulas (28.1) y (28-2) según se aplique. Los coeficientes de reducción solamente se aplicarán al término $0.5A_{sc}\sqrt{F_c E_c}$ de la fórmula (28-1).

31.5 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO CANAL LAMINADOS EN CALIENTE

La resistencia teórica de un conector de corte tipo canal empotrado en una losa de concreto será:

$$V_{ac} = 0.3 (t_f + 0.5t_w) L_c \sqrt{F_c E_c} \quad (31-2)$$

donde

- L_c = Longitud del conector de corte tipo canal.
- t_f = Espesor del ala del conector de corte tipo canal.
- t_w = Espesor del alma del conector de corte tipo canal.

31.6 CANTIDAD DE CONECTORES DE CORTANTE

El número de conectores de corte requeridos a cada lado de la sección donde ocurre el momento máximo, positivo o negativo, y los puntos de inflexión adyacentes será igual a la fuerza de corte horizontal definida en el Artículo 31.3 dividida por la resistencia minorada de un conector de corte tal como se define en los Artículos 31.4 o 31.5.

31.7 COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE

A menos que se especifique de otra manera, los conectores de corte requeridos a cada lado del momento máximo, positivo o negativo, podrán distribuirse uniformemente entre esa sección y los puntos de momento cero. Sin embargo, el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada y el punto más cercano de momento cero deberá ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido bajo la carga concentrada.

Excepto en el caso de los conectores instalados en los nervios de los soffits metálicos, los conectores de corte tendrán un recubrimiento lateral de concreto de 25 mm como mínimo. Salvo que estén colocados directamente sobre el alma, el diámetro de los espárragos no será superior a 2.5 veces el espesor del ala a la cual están soldados. La separación mínima centro a centro de los espárragos será de 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga mixta y 4 diámetros transversalmente., excepto que la separación mínima centro a centro dentro de los nervios del soffit metálico orientados perpendicularmente a la viga será de 4 diámetros en cualquier dirección.

31.8 CONECTORES DE CORTE NO ESPECIFICADOS EN ESTA NORMA

La resistencia, la instalación y separación de los conectores de corte no tipificados en esta Norma se establecerá mediante un programa adecuado de ensayos de laboratorios.

PARTE 6 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD, FABRICACIÓN Y MONTAJE

ALCANCE

Las prácticas normalizadas para la fabricación, montaje, inspección y construcción de las estructuras de acero no cubiertas en esta Norma se regirán por la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*.

Esta Norma participa de la filosofía que considera que una estructura se comportará tan bien como ha sido proyectada pero no mejor de cómo ha sido fabricada, construida o montada, por lo que los planes de aseguramiento de la calidad deben aplicarse en todas las fases de la obra.

CAPÍTULO 32 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

32.1 DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL PROYECTO

El plan de aseguramiento de la calidad elaborado por el ingeniero estructural definirá la calidad que ha de ser alcanzada de acuerdo con el Nivel de Diseño del proyecto, así como los medios para verificar que se ha obtenido y verificado. En consecuencia el plan contemplará los requisitos generales y particulares, las responsabilidades, criterios de aceptación y rechazo, las inspecciones y los ensayos especiales exigidos para el Nivel de Diseño del proyecto.

32.2 DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL FABRICANTE

El fabricante suministrará los procedimientos de control de calidad que juzgue necesarios para asegurar que todo el trabajo se efectúa de acuerdo a esta Norma. Adicionalmente a los procedimientos de aseguramiento de la calidad del fabricante, en todo momento los materiales y la mano de obra podrán estar sometidos a inspección por profesionales que representen al propietario.

Los contratistas o subcontratistas por las obras de concreto o mixtas acero - concreto cumplirá las disposiciones del Capítulo 18 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755.

32.3 COLABORACIÓN

En la medida de lo posible, toda inspección efectuada por los representantes del propietario se hará en la planta de fabricación. El fabricante colaborará con el inspector permitiéndole acceso para examinar todos los lugares donde se realiza el trabajo. El inspector programará su trabajo a fin de provocar las mínimas interrupciones al fabricante.

32.4 RECHAZOS

Los materiales y la mano de obra que no estén en razonable conformidad con los requisitos de esta Norma pueden ser rechazados en cualquier momento durante el proceso del trabajo.

El fabricante recibirá copia de todos los informes entregados al propietario por el inspector.

32.5 IDENTIFICACIÓN DE LAS PIEZAS DE ACERO

El fabricante deberá estar en capacidad de demostrar, tanto por medio de un procedimiento establecido por escrito como por una practica efectiva, un método para el marcaje y la identificación del material, visible al menos hasta las operaciones de montaje, no sólo para determinar la procedencia de los elementos resistentes principales que componen cada una de las piezas que se enviarán a la obra, sino también para poder colocarlos precisamente.

El método de identificación deberá permitir verificar que el material se está aplicando correctamente en lo que se refiere a:

- (a) Designación de la especificación del material.
- (b) Número de la colada, si éste se requiere.
- (c) Los informes de los ensayos de materiales cuando se solicitan requisitos especiales.

32.6 INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS

La inspección de las soldaduras se hará de acuerdo con los requisitos de la Norma AWS D1.1 vigente, excepto con las modificaciones del Capítulo 23.

La inspección visual deberá estar definida en las Especificaciones del Procedimiento de Soldaduras y será realizada por inspectores calificados por la autoridad competente. La inspección visual es el método principal para confirmar que los materiales, procedimientos y ejecución son los especificados y aprobados para el proyecto. Los ensayos no destructivos que conformen las norma AWS D1.1, servirán de respaldo a la inspección, pero no sustituirán a la inspección visual.

Donde se requieran ensayos no destructivos, el procedimiento, su extensión, la técnica utilizada y las normas de aceptación y rechazo, se definirá claramente en los documentos contractuales.

Conforme al Nivel de Diseño, en el plan de aseguramiento de la calidad de las estructuras se incluirán como mínimo los siguientes ensayos e inspecciones para las soldaduras de ranura, adicionales a los requeridos en esta Norma:

Las soldaduras de ranura, sean de penetración parcial o completa, sometidas a fuerzas netas de tracción en los sistemas resistentes a sismos, se ensayarán con métodos no destructivos aprobados por la norma AWS D1.1 vigente.

Cuando las soldaduras de las planchas adosadas o de las planchas de continuidad ocurran en la región adyacente a la distancia d_f de las columnas de acero laminadas (Véase C-5-2-3), se inspeccionará esta zona después de la fabricación, usando métodos no destructivos aprobados conforme a la norma AWS D1.1.

Bajo la responsabilidad del ingeniero estructural y aprobado por la autoridad competente, se podrá reducir el número de ensayos no destructivos.

32.7 INSPECCIÓN DE CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

La inspección de conexiones se hará de acuerdo con las especificaciones de la Norma *RCSC Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490Bolts*.

CAPÍTULO 33 FABRICACIÓN

33.1 ALCANCE

A menos que en esta Norma expresamente se especifique de otra manera, las disposiciones de este Capítulo se aplicarán a la fabricación en taller y en obra.

33.2 TOLERANCIAS DIMENSIONALES

Las tolerancias dimensionales serán las establecidas en la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*.

33.3 CONTRAFLECHAS, CURVATURAS Y ENDEREZAMIENTOS

Cuando el material recibido no cumple con las tolerancias de combadura o planidad especificadas, se permitirá al fabricante realizar los trabajos correctivos aquí indicados.

Para obtener o corregir contraflechas o curvaturas, y para enderezar el material, se pueden utilizar medios mecánicos o calor aplicado localmente. La temperatura de las áreas calentadas, medidas por métodos aprobados, no excederá de 590°C para aceros ASTM A514 y A852, ni de 650°C para otros aceros.

33.4 CORTE MEDIANTE GAS

Los bordes cortados con gas cumplirán los requisitos de la Sección 5.15.4.3 de la Norma AWS D1.1. Los bordes libres cortados con gas que vayan a estar sometidos a tracciones estarán razonablemente libres de estrías, muescas o socavaciones; éstas irregularidades podrán permitirse siempre y cuando su profundidad no exceda de 5 mm. Las irregularidades mayores de 5 mm de profundidad se eliminarán con esmeril o ser reparadas con soldadura.

Las esquinas entrantes, con excepción de las esquinas resultantes del corte de las alas y el alma de las vigas, y los agujeros de acceso para soldaduras cortados con gas satisfarán los requisitos del Artículo AWS 5.16.

El desbastado o acabado requerido en otros contornos deberá ser especificado en los documentos contractuales, especialmente en las zonas de las piezas de estructuras con Nivel de Diseño ND2 o ND3. Los cortes en las alas y el alma en las vigas y los agujeros de acceso para soldaduras cumplirán con los requisitos del Artículo 21.9. Los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6 *General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use* (Requisitos Generales para Planchas de Acero Laminados, Perfiles, Tablestacas y Barras para Uso Estructural))lo mismo que las secciones compuestas fabricadas con materiales de espesor superiores a 50 mm, se

precalentarán a una temperatura no inferior a 65°C con anterioridad al corte térmico de las alas y alma en las vigas y los agujeros de acceso para soldaduras.

33.5 DESBASTE DE BORDES

No se requerirá ningún desbastado o acabado de los bordes de las planchas o perfiles cortados con cizalla o gas, a menos que se exija específicamente en los planos o en una preparación de bordes para soldar.

Se evitará el uso de bordes cizallados en los lugares expuestos a rotación de las articulaciones plásticas, pero cuando su uso sea inevitable, se les dará un acabado liso mediante esmerilado, corte o desbaste.

33.6 CONSTRUCCIÓN SOLDADA

La técnica empleada para soldar, la calidad de la mano de obra, la apariencia y calidad de las soldaduras efectuadas así como los métodos empleados para corregir el trabajo, deberán estar de acuerdo con las Norma AWS D1.1 vigente, excepto como se modifica en el Capítulo 23.

33.7 CONSTRUCCIÓN EMPERNADA

Las superficies de las partes a ser conectadas estarán libres de escamas sueltas, herrumbre, grasa, pintura, polvo y cualquier otra sustancia extraña.

Todas las partes de los miembros empernados se sujetarán rígidamente entre sí con pasadores o pernos durante el montaje. Las operaciones para alinear los agujeros efectuadas durante el montaje no deberán distorsionar el metal o agrandar los agujeros. Será causal de rechazo el que los agujeros no tengan una coincidencia satisfactoria.

Cuando el espesor del material no es mayor que el diámetro nominal del perno aumentado en 3 mm, los agujeros pueden ser punzonado, pero deben taladrarse o subpunzonarse y luego escariarse cuando el espesor sea mayor. El troquel para todos los agujeros subpunzonados y la barrena para todos los subtaladrados serán como mínimo 2 mm (1/16 plg) menores que el diámetro nominal de los pernos. Todos los agujeros que se ejecuten en planchas de acero A514 de espesor superior a 13 mm serán taladrados.

En las secciones expuestas a rotaciones plásticas, los agujeros para pernos en el área a tracción deberán ser subpunzonados y escariados, o bien taladrados a su tamaño final.

Se pueden utilizar en las uniones planchas de relleno totalmente encajadas con un espesor inferior a 6 mm, sin necesidad de cambiar la carga de diseño de la conexión. La orientación de estas platinas es independiente de la dirección de aplicación de la carga.

El uso de pernos de alta resistencia deberá ajustarse a los requisitos de la norma RCSC *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolt* (Especificaciones para el Uso de los Pernos ASTM A325 o A490 según el Método de los Estado Límites AISC LRFD, del Consejo de Investigaciones de Conexiones Estructurales).

33.8 JUNTAS A COMPRESIÓN

Las uniones en compresión que dependan del aplastamiento por contacto como parte de la resistencia del empalme, tendrán las superficies de aplastamiento preparadas para llevarlas a un plano común mediante fresado u otros medios adecuados.

CAPÍTULO 34 PINTURA EN TALLER

34.1 ALCANCE

La preparación de las superficies y la pintura en el taller se ajustarán a los requisitos de los documentos contractuales, conforme a las Normas venezolanas COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero y 2000 Mediciones y Codificación de Partidas para Estudios, Proyectos y Construcción. Parte II.A Edificaciones.*

34.2 REQUISITOS GENERALES

A menos que en los documentos contractuales se especifique de otra manera, las partes de acero que quedarán ocultas por los acabados interiores de la edificación no requieren ser pintadas, tampoco los miembros de acero embutidos en concreto. Salvo cuando se exceptúe específicamente, a todas las demás partes de acero se les dará una capa de pintura en el taller, aplicada completa y uniformemente con brocha, pistola o rodillo, o por flujo o inmersión, según lo establecido en las especificaciones del proyecto, sobre superficies secas que hayan sido limpiadas previamente, de acuerdo con el siguiente párrafo.

Una vez inspeccionadas y aprobadas, antes de que salgan del taller, todas las partes de acero que se ha especificado pintar se limpiarán, manualmente con cepillo de alambre o con otros métodos seleccionados establecidos en las especificaciones del proyecto, para quitarle escamas de laminación sueltas, herrumbre suelta, escorias de soldadura o depósitos de fundente, polvo y otras sustancias extrañas. Los depósitos de aceite y grasa serán retirados con disolventes. Las partes de acero que se ha especificado no pintarlas en el taller, luego de fabricarlas se limpiarán de aceite o grasa con disolventes y se les quitará el polvo y otros materiales extraños mediante un barrido cuidadoso con cepillos de fibra.

La capa de pintura en el taller tiene por objeto proteger al acero sólo durante un corto período de exposición, aún cuando sea la base para la pintura subsecuente que otros le aplicarán en obra.

34.3 SUPERFICIES INACCESIBLES

Las superficies que luego de montadas sean inaccesibles, serán tratadas antes del montaje como se establece en el Artículo 34.2.

34.4 SUPERFICIES EN CONTACTO

En las conexiones de tipo aplastamiento se permite incondicionalmente pintar las superficies en contacto. En las conexiones de deslizamiento crítico, las superficies en contacto cumplirán con la norma RCSC *Specification for Structural Joing Using ASTM A325 or A490 Bolts* (Especificaciones para el uso de Pernos ASTM A325 o A490 en Juntas Estructurales, del Consejo de Investigaciones de Conexiones Estructurales).

34.5 SUPERFICIES ACABADAS

Las superficies acabadas a máquina se protegerán contra la corrosión mediante recubrimiento inhibidor de herrumbre que sea fácilmente removible antes de la construcción o que tenga características tales que hagan esta remoción innecesaria.

34.6 SUPERFICIES ADYACENTES A SOLDADURAS EN OBRA

A menos que los documentos contractuales lo especifiquen de otra manera, las superficies que estén a una distancia no mayor de 50 mm de cualquier punto donde se efectúe una soldadura en obra, estarán libres de materiales que podrían impedir una soldadura apropiada o producir humos objetables mientras se suelda.

CAPÍTULO 35 MONTAJE

35.1 NIVELACIÓN DE LAS BASES DE COLUMNAS

Las bases de las columnas se nivelarán a su cota correcta para que queden en pleno contacto con el pedestal.

35.2 ARRIOSTRAMIENTOS

La estructuración de las edificaciones construidas con acero se ajustará con nivel y plomada, dentro de las tolerancias definidas en el Artículo 7.11 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Acero*, y siempre que sea necesario se colocarán arriostramientos temporales para resistir todas las cargas a que la estructura pueda estar sometida durante la construcción, incluyendo equipos y su operación. Estos arriostramientos se dejarán colocados mientras sean necesarios para la seguridad de la estructura, según el Artículo 7. de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755.

35.3 IDONEIDAD DE LAS CONEXIONES TEMPORALES

A medida que avanza el montaje, los miembros y elementos que componen la estructura se asegurarán firmemente mediante pernos o soldaduras, a fin de resistir todas las sollicitaciones debidas al peso propio, viento o sismo, así como las producidas durante el proceso constructivo.

35.4 ALINEACIÓN

No se colocarán pernos o soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que vaya a quedar rigidizada por éstos haya sido alineada correctamente.

35.5 AJUSTE DE JUNTAS A COMPRESIÓN DE COLUMNAS

Se aceptará una falta de ajuste en la zona de contacto, siempre y cuando no exceda de 2 mm cualquiera que sea el tipo de conexión utilizada, empernada o con soldadura de ranura de penetración parcial. Si la abertura excede de 2 mm, pero es inferior a 6 mm y si la inspección llevada a cabo por personal experimentado demuestra que no hay suficiente superficie de contacto, la abertura se rellenará con planchas de ajustes o calzas de acero de espesor constante. Las calzas podrán ser de acero corriente, no importa la calidad del material principal.

35.6 SOLDADURA EN OBRA

Las soldaduras en obra se harán conforme a la Especificación del Procedimiento de Soldadura preparada por el ingeniero estructural conforme a las exigencias de la Norma AWS D1.1 y dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte.

Se cepillará con cepillo de alambre cualquier pintura de taller que esté sobre las superficies adyacentes a las juntas que van a ser soldadas en obra, a fin de reducir al mínimo la película de pintura.

La soldadura en obra de anclajes a elementos embutidos en contacto con el concreto deberá ejecutarse en tal forma que evite dilataciones térmicas excesivas del empotramiento, para evitar resquebrajamiento o agrietamiento del concreto o inducir tensiones excesivas en los anclajes.

35.7 PINTURA EN OBRA

Las responsabilidades para el retoque y limpieza, así como para el trabajo de pintura en general, se asignará de acuerdo con las prácticas locales aceptadas, y estas responsabilidades se establecerán explícitamente en los anexos que forman parte integrante del contrato, de acuerdo con los Capítulos 7 y 9 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*.

PARTE 7 EDIFICACIONES EXISTENTES

CAPÍTULO 36 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

36.1 ALCANCE

Este Capítulo establece los criterios de evaluación de la resistencia y la rigidez bajo acciones estáticas verticales (gravitacionales) de las estructuras existentes mediante análisis estructural, pruebas de cargas, o una combinación de ambas según lo establezca el ingeniero estructural responsable o los documentos contractuales. En esta evaluación las calidades de los materiales no estarán limitados a los contemplados en el Capítulo 5. Este Capítulo no está orientado a las pruebas de cargas para efectos sísmicos o cargas móviles (vibración). La evaluación, adecuación, rehabilitación, reforzamiento o reparación de edificaciones existentes se regirá por la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* y el Apéndice F de la presente Norma.

36.2 DISPOSICIONES GENERALES

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán en la evaluación de estructuras de acero existentes para:

- a) Verificar un específico conjunto de combinaciones de cargas, o
- b) Determinar la capacidad o resistencia minorada de un miembro estructural del sistema.

La evaluación se realizará mediante análisis estructural, según lo dispuesto en el Artículo 36.4, por pruebas de cargas según el Artículo 36.5, o por una combinación de ambos según se especifique en los documentos contractuales. Cuando se empleen pruebas de cargas, el ingeniero estructural responsable deberá analizar primero la estructura, preparar el programa de ensayos, así como desarrollar y escribir un procedimiento para prevenir deformaciones excesivas permanentes o el colapso catastrófico durante las pruebas de carga.

36.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

36.3.1 Número de ensayos

El ingeniero estructural responsable determinará los ensayos específicos requeridos en por las Secciones 36.3.2 a 36.3.6, especificando el lugar exacto donde se requieren o se tomarán las muestras. Se podrá utilizar la documentación del proyecto y su construcción para reducir o eliminar la necesidad de estos ensayos.

36.3.2 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de los miembros se tomará en cuenta tanto si la evaluación se realiza mediante análisis estructural como por pruebas de cargas. Estas propiedades incluyen la resistencia mínima especificada a la cedencia, F_y , la resistencia a tracción mínima especificada, F_u , y el porcentaje de alargamiento. Para estos propósitos se podrá utilizar los certificados y ensayos suministrados por el fabricante o por un laboratorio de ensayos conforme a las Normas ASTM A6/A6M o A568/A568M. De no ser así, las muestras extraídas de los componentes de la estructura se ensayarán conforme con la Norma venezolana COVENIN 299-89 *Materiales metálicos. Ensayos de tracción* o la correspondiente Norma ASTM E8/E8M *Test Methods of Tension Testing of Mettalic Materials*.

36.3.3 Composición química

Para la preparación de las especificaciones del procedimiento de soldadura indispensable en la adecuación, rehabilitación, reforzamiento o reparación de estructuras existentes, se exigirá la composición química del acero. Para estos propósitos se podrá utilizar los certificados y ensayos suministrados por el fabricante o por un laboratorio de ensayos conforme a las Normas ASTM. De no ser así, las muestras extraídas de los mismos sitios a intervenir se ensayarán conforme con la Norma ASTM A751 *Chemical Analisis of Steel Products* (Análisis Químico de Productos de Acero) o su correspondiente Norma venezolana COVENIN.

36.3.4 Requisitos de tenacidad para el metal base

En los empalmes y juntas soldadas de perfiles y planchas considerados críticos en el desempeño de la estructura según el Artículo 5.5, se determinará la tenacidad mediante ensayos de probetas Charpy con entalla en V de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.5. Cuando los valores de tenacidad así determinados no satisfagan los requisitos del Artículo 5.5, el ingeniero estructural responsable indicará las acciones correctivas necesarias.

36.3.5 Metal de soldadura

Donde el desempeño estructural dependa de las conexiones soldadas existentes, se tomarán muestras representativas del metal de soldadura para caracterizar sus propiedades mecánicas y químicas mediante ensayos. Se determinará la magnitud y consecuencias de las imperfecciones. Cuando no se satisfagan los requisitos de la Norma AWS D1.1, el ingeniero estructural responsable indicará las acciones correctivas necesarias.

36.3.6 Pernos y remaches

Se inspeccionarán muestras representativas de los pernos para su identificación y clasificación. Donde los pernos no puedan ser apropiadamente identificados visualmente, se extraerán muestras para ser ensayadas según la Norma ASTM F606(M) *Determining the Mechanical Properties of Externally and Internally Threaded Fasteners, Washers, and Rivets* o su correspondiente Norma venezolana COVENIN, y clasificadas correspondiente- mente. Alternativamente, se permite suponer que los pernos son A307. Los remaches se supondrán de acero A502 Grado 1, a menos que por documentación o ensayos se establezca un grado superior.

36.4 EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

36.4.1 Dimensiones

Todas las dimensiones utilizadas en la evaluación, tales como luces, alturas, separación entre miembros, localización de arriostramientos, dimensiones de la sección transversal, espesores, y detalles de conexión, se determinarán de un levantamiento en sitio. Alternativamente, se permitirá el uso de tales dimensiones de los documentos y planos de proyecto, previa verificación en sitio de los valores críticos.

36.4.2 Estado Límite de agotamiento resistente

Las solicitaciones en los miembros y conexiones se determinarán de un análisis estructural aplicable al tipo de estructura evaluada. Las solicitaciones se determinarán de las acciones y combinaciones de cargas según el Capítulo 10. Las resistencias minoradas de los miembros y conexiones se determinará según los Capítulos correspondientes de la presente Norma.

36.4.3 Estado Límite de Servicio

Cuando sea requerido, se calcularán y reportarán las deformaciones bajo solicitaciones de servicio.

36.5 EVALUACIÓN MEDIANTE PRUEBAS DE CARGAS

36.5.1 Determinación de la intensidad de la acciones variables

La intensidad de las cargas variables en un techo o piso de una estructura existente durante una prueba de carga se aplicará incrementalmente de acuerdo con la planificación del ingeniero estructural responsable. La estructura será inspeccionada visualmente en cada nivel de carga para detectar signos de peligro o falla inminente. Cuando se detecten éstas u otras condiciones inusuales se tomarán las medidas apropiadas.

La capacidad o resistencia minorada de la estructura ensayada se tomará como la máxima carga aplicada en el ensayo más la carga permanente existente en sitio. La intensidad de la carga variable de un piso de la estructura se determinará igualando las solicitaciones colocadas con la hipótesis de combinación $1.2 CP + 1.6 CV$; siendo CP la carga permanente teórica definida en el Artículo 10.3 y CV la intensidad teórica de la carga variable en la estructura. La intensidad de la carga variable en el piso de la estructura no excederá de la que puede ser utilizada según esta Norma. En los techos se sustituirá la acción de CV_t por la de la CV, ambas definidas en el Capítulo 10. Cuando otras Normas lo requieran, podrán utilizarse hipótesis de solicitaciones más severas.

Alcanzada la carga de servicio y después de alcanzado el inicio del comportamiento inelástico se tendrán períodos de descarga para documentar la magnitud y posición de las deformaciones. Durante las pruebas se mantendrán vigilados las localizaciones críticas con referencia a las posiciones iniciales antes de la carga. Se demostrará que mientras se mantenga la carga máxima durante una hora (1 h) no se incrementen las deformaciones por encima del diez por ciento (10 %) con respecto al comienzo del período de carga. Se permitirá repetir la secuencia de carga cuando sea necesario para demostrar el cumplimiento de este requisito.

Las deformaciones permanentes se obtendrán veinticuatro horas (24 h) después que se retiren las cargas de ensayo. La magnitud de las deformaciones permanentes dependerán de la estructura específica, por este motivo esta Norma no limita la deformación permanente bajo la carga máxima. Cuando no sea posible cargar la estructura completa, se seleccionará un segmento o zona representativo de las condiciones más críticas, no menor que el módulo correspondiente a la distancia entre pórticos o líneas resistentes.

36.5.2 Evaluación del estado límite de servicio

Donde sea requerido, la estructura se cargará incrementalmente bajo cargas de servicio. Se observarán las deformaciones durante un período de una hora (1h). Luego la estructura será descargada y registradas las deformaciones.

36.6 INFORME DE EVALUACIÓN

El ingeniero estructural responsable documentará por escrito la modalidad y los resultados de la evaluación de la estructura existente. Además, cuando se hayan realizados pruebas de cargas, se incluirán las cargas y sus combinaciones utilizadas, así como las relaciones carga - deformación y tiempo- deformación. También se incorporará toda información relevante obtenida de los documentos del proyecto, de los ensayos o certificados de calidad de las acerías o los fabricantes, y de los ensayos de materiales auxiliares. Finalmente, el informe indicará la capacidad o resistencia minorada de la estructura, incluyendo todos los miembros y conexiones, para resistir los efectos de las cargas.

APÉNDICE A ELEMENTOS ESBELTOS COMPRIMIDOS

A1 ALCANCE

Los miembros cargados normalmente y los miembros flectados cuyos elementos sometidos a compresión tengan relaciones ancho / espesor superiores a los límites aplicables dados en el Capítulo 4, se dimensionarán de manera que satisfagan los requisitos de este Apéndice.

El Artículo A2.1 suministra una información más amplia de los valores límites de las relaciones ancho / espesor para las almas solicitadas por la combinación de compresión por flexión y compresión normal. El Artículo A2.2 se aplicará al diseño de miembros cuya sección tenga elementos esbeltos en compresión.

A2 PANDEO LOCAL

A2.1 Miembros con alas desiguales

Para miembros con alas desiguales y almas solicitadas por la combinación de compresión por flexión y compresión normal, λ_r para el estado límite de pandeo local del alma será:

$$\lambda_r = 1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 + 2.83 \left(\frac{h}{h_c} \right) \left(1 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right) \right] \quad (\text{A2-1})$$

Para miembros con alas desiguales y almas solicitadas solamente por flexión, λ_r para el estado límite de pandeo local del alma será:

$$\lambda_r = 1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 + 2.83 \left(\frac{h}{h_c} \right) \right] \quad (\text{A2-2})$$

donde λ_r , h , h_c , se han definido en el Capítulo 4.

En las Fórmulas (A2-1) y (A2-2)

$$0.75 \leq \frac{h}{h_c} \leq 1.50$$

Las fórmulas de esta Sección son aplicables a miembros flexionados con alas desiguales y cuyo diseño se pueda hacerse de conformidad con los Capítulos 16 y 17 Cuando el ala comprimida sea mayor que el ala traccionada, λ_r , se determinará usando las fórmulas (A2-1), (A2-2) o la Tabla 4.1.

A2.2 Elementos esbeltos comprimidos

Los miembros cargados normalmente que contengan elementos comprimidos cuyas relaciones ancho / espesor sean mayores que el valor λ_r aplicable dado en la Tabla 4.1, tal como se establece en el Capítulo 4, se diseñarán de acuerdo con este Apéndice. Los miembros flexionados con elementos esbeltos en compresión se diseñarán de acuerdo con el Apéndice B o el Capítulo 17. Los miembros flexionados con elementos esbeltos en compresión no cubiertos por el Apéndice B2 se diseñarán de acuerdo con el presente Apéndice.

A2.2.1 Elementos comprimidos no rigidizados

La resistencia minorada de los elementos comprimidos no rigidizados cuya relación ancho / espesor exceda el valor límite λ_r aplicable, de acuerdo con el Capítulo 4 se multiplicará por un factor de reducción por pandeo local ϕ_s que se evaluará con las fórmulas (A2-3) a (A2-9), según el caso. Cuando tales elementos constituyan el ala comprimida de un miembro sometido a flexión, la máxima tensión debida a la flexión no excederá de $\phi_b F_{yc} \phi_s$, donde $\phi_b = 0.90$. La tensión crítica de los miembros comprimidos normalmente se modificará de acuerdo con el factor de reducción ϕ_s adecuado, tal como se especifica en la Subsección A.2.2.4.

(a) Para ángulos sencillos

Cuando $0.446\sqrt{E/F_y} < b/t < 0.91\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = 1.34 - 0.772 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y/E} \quad (\text{A2-3})$$

Cuando $b/t \geq 0.91\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = \frac{0.52 E}{F_y (b/t)^2} \quad (\text{A2-4})$$

(b) Para alas, ángulos, y planchas que sobresalen de vigas laminadas o columnas u otros miembros comprimidos.

Cuando $0.55\sqrt{E/F_y} < b/t < 1.02\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = 1.415 - 0.751 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y/E} \quad (\text{A2-5})$$

Cuando $b/t \geq 1.02\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = \frac{0.67E}{F_y (b/t)^2} \quad (\text{A2-6})$$

(c) Para alas, ángulos, y planchas que sobresalen de secciones armadas u otros miembros comprimidos.

Cuando $0.63\sqrt{E/(F_y / k_c)} < b/t < 1.16\sqrt{E/(F_y / k_c)}$

$$\phi_s = 1.415 - 0.65 (b/t)\sqrt{(F_y / E k_c)} \quad (\text{A2-7})$$

Cuando $b/t \geq 1.16\sqrt{E/(F_y / k_c)}$

$$\phi_s = \frac{0.874E}{F_y (b/t)^2} \quad (\text{A2-8})$$

El coeficiente k_c se calculará como se indica a continuación:

(a) Para secciones I

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (\text{4-1})$$

acotado entre $0.35 \leq k_c \leq 0.763$

donde

h = Altura del alma

t_w = Espesor del alma

(b) Para otras secciones

$$k_c = 0.763$$

d) Para el alma de secciones t es

Cuando $0.735\sqrt{E/F_y} < b/t < 1.02\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = 1.908 - 1.24\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{F_y/E} \quad (\text{A2-9})$$

Cuando $b/t \geq 1.02\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = \frac{0.69E}{F_y (b/t)^2} \quad (\text{A2-6})$$

donde:

F_y = Tensión cedente mínima especificada, kgf/cm².

b = Ancho del elemento comprimido no rigidizado como se define en la Sección 4.2.2.

t = Espesor del elemento no rigidizado.

A2.2.2 Ancho efectivo de elementos comprimidos rigidizados

Cuando la relación ancho/espesor de un elemento rigidizado comprimido uniformemente (salvo planchas de cubierta perforadas) exceda el valor límite λ_r , estipulado en el Capítulo 4, se utilizará un ancho efectivo reducido b_e al calcular la propiedades de diseño de la sección que contenga al elemento.

Para elementos uniformemente comprimidos, como por ejemplo los elementos de una sección cajón, el alma de los perfiles I y de los perfiles dispuestos en pares para formar un perfil compuesto.

Cuando $b/t \leq 1.46\sqrt{E/f}$

$$b_e = b$$

Cuando $b/t > 1.38\sqrt{E/f}$

$$b_e = 1.88t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.33}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \quad (\text{A2-10})$$

donde:

- b = Ancho real del elemento comprimido rigidizado, definido en la Sección 4.2.1.
- b_e = Ancho efectivo reducido.
- f = Tensión de compresión calculada elásticamente en el elemento rigidizado, en base a las propiedades de diseño que se especifican en la Sección A2.2.3. Si la sección total incluye elementos no rigidizados, el valor de f para el elemento rigidizado debe ser tal que la tensión compresora máxima en el elemento no rigidizado no exceda de $\phi_c F_{cr}$ tal como se define en la Sección A2.2.3, con $\phi_{as} = \phi_s$ y $\phi_c = 0.85$ o de $\phi_b F_y c_s$ con $\phi_c = 0.90$, según sea aplicable.
- t = Espesor del elemento.

A2.2.3 Propiedades de las secciones

Las propiedades geométricas de las secciones se determinarán empleando la sección transversal total del miembro, excepto por los detalles siguientes:

En los miembros sometidos a flexión, al calcular el momento de inercia y el módulo de sección con respecto al eje de flexión considerado, la contribución de los elementos rigidizados comprimidos paralelos al eje de flexión y que tengan una relación ancho/espesor superior al límite aplicable, dado en el Capítulo 4, se tomará en cuenta utilizando su ancho efectivo b_e , determinado según la Sección A2.2.2, en lugar de su ancho total, y el eje de flexión se localizará correspondientemente.

Para los elementos no rigidizados de la sección transversal, se utilizará el factor de reducción por pandeo local ϕ_s , como se definió en la Subsección A2.2.1. Para los elementos rigidizados de la sección transversal el factor de reducción por pandeo local se obtendrá de la fórmula (A2-11):

$$\phi_a = \frac{\text{Área Efectiva}}{\text{Área Real}} \quad (\text{A2-11})$$

donde el área efectiva es igual al área real menos $\Sigma (b - b_e) t$.

A.2.2.4 Tensión crítica

Para los miembros comprimidos normalmente cargados, el área total de la sección transversal y el radio de giro r se calcularán considerando el área real de la sección transversal. La tensión crítica F_{cr} se calculará con las siguientes fórmulas:

(a) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as} \lambda_c^2 \right) F_y \quad (\text{15-2})$$

(b) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (15-3)$$

donde

$$\phi_{as} = \phi_s \phi_a \quad (A2-12)$$

Para secciones transversales constituidas totalmente por elementos no rigidizados:

$$\phi_{as} = \phi_s \quad (\phi_a = 1.0)$$

Para secciones transversales constituidas totalmente por elementos rigidizados:

$$\phi_{as} = \phi_a \quad (\phi_s = 1.0)$$

Para secciones transversales constituidas por elementos rigidizados y no rigidizados

$$\phi_{as} = \phi_s \phi_a$$

APÉNDICE B MIEMBROS DE SECCIÓN CONSTANTE SOMETIDOS A FLEXIÓN

B1 ALCANCE

Este Apéndice suministra un método general para el cálculo del momento teórico de las vigas y otros miembros de sección constante sometidos a flexión. Véase en el Artículo 17.3 el método general de diseño por corte.

B2 DISEÑO POR FLEXIÓN

La resistencia minorada de miembros sometidos a flexión será $\phi_b M_t$, donde M_t es la resistencia teórica y $\phi_b = 0.90$ es el factor de minoración de la resistencia teórica.

En las Tablas B-1 y B-2 se resumen las fórmulas para el cálculo de la resistencia teórica a flexión de las vigas. Los parámetros de esbeltez de las secciones transversales no incluidas en las Tablas se dan en el Apéndice A. Para el diseño por flexión de los miembros con alas desiguales, véase en el Apéndice A la determinación de los valores de λ_r requeridos para calcular el estado límite de pandeo local del alma.

La resistencia teórica por flexión, M_t , será el menor valor que se obtenga de estudiar los estados límite de:

- (a) Pandeo lateral por torsión (PLT).
- (b) Pandeo local del ala (PLF).
- (b) Pandeo local del alma (PLW).

Para cada estado límite el momento teórico por flexión M_t se determinará como sigue:

- (a) Cuando $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_t = M_p \quad (B2-1)$$

- (b) Cuando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

Para el estado límite de pandeo lateral-torsional

$$M_t = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] \leq M_p \quad (B2-2)$$

Para los estados límite de pandeo local de alas y almas

$$M_t = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (\text{B2-3})$$

(c) Cuando $\lambda > \lambda_r$

Para el estado límite de pandeo por torsión lateral y pandeo local del ala

$$M_t = M_{cr} = S F_{cr} < M_p \quad (\text{B2-4})$$

Para los perfiles no incluidos en la Tabla B.1, cuando en el ala $\lambda > \lambda_r$, véase el Apéndice A.

Cuando en el alma $\lambda > \lambda_r$, véase el Capítulo 17.

En vigas con almas esbeltas, no es aplicable el estado límite de pandeo local del alma. Véase el Capítulo 17.

Las variables utilizadas en las fórmulas precedentes tiene el siguiente significado:

C_b = Coeficiente de flexión que depende del gradiente de momentos. Ver Fórmula (13.7).

F_{cr} = Tensión crítica de pandeo, kgf/cm^2 .

L_b = Longitud no arriostrada lateralmente.

M_{cr} = Momento crítico de pandeo.

M_p = Momento plástico teórico, calculado como $F_y Z \leq 1.5 F_y S$

M_r = Momento teórico de pandeo elástico, igual a M_{cr} cuando $\lambda = \lambda_r$

M_t = Momento teórico por flexión.

S = Módulo de sección elástico.

r_y = Radio de giro con respecto al eje menor.

λ = Parámetro de esbeltez que controla el diseño.

Relación de esbeltez con respecto al eje menor, L_b / r_y , para el pandeo lateral torsional.
Relación ancho / espesor del ala, b / t , para el pandeo local del ala, definido en el Capítulo 4.

Relación altura / espesor del alma, h / t_w , para el pandeo local del alma, definido en el Capítulo 4.

- λ_p = El mayor valor de λ para el cual $M_t = M_p$.
- λ_r = El mayor valor λ para el cual el pandeo es inelástico.

Los estados límite aplicables y las fórmulas para calcular M_p , M_r , F_{cr} , λ , λ_p y λ_r están dados en la Tabla B.1 para los perfiles descritos en este Apéndice.

Los términos utilizados en la Tabla son:

- A = Área de la sección transversal.
- F_L = El menor valor entre $(F_{yf} - F_r)$ y F_{yw} ,
- F_r = Tensión residual por compresión en el ala; $F_r = 700 \text{ kgf/cm}^2$ para perfiles laminados, y $F_r = 1160 \text{ kgf/cm}^2$ para perfiles soldados.
- F_y = Tensión cedente mínima especificada.
- F_{yf} = Tensión cedente mínima del ala.
- F_{yw} = Tensión cedente mínima del alma.
- I_{yc} = Momento de inercia del ala en compresión alrededor del eje y o si la curvatura de flexión es doble, momento de inercia del ala menor.
- J = Constante de torsión uniforme.
- $(S_x)_{ef}$ = Módulo elástico de la sección efectiva con respecto al eje mayor.
- S_{xc} = Módulo elástico de la sección, calculado para la fibra exterior del ala comprimida.
- S_{xt} = Módulo elástico de la sección, calculado para la fibra exterior del ala traccionada.
- Z = Módulo plástico de la sección.
- b = Ancho del ala.
- d = Altura total.
- f = Tensión de compresión calculada en el elemento rigidizado.
- h = Dos veces la distancia del eje neutro a la cara interior del ala en compresión menos el filete de la unión alma-ala.
- t_f = Espesor del ala.

t_w = Espesor del alma.

α_{PG} = Véase la fórmula (17-6).

TABLA B.1
RESISTENCIA TEÓRICA A FLEXIÓN

PERFIL	MOMENTO PLÁSTICO M_p	ESTADO LIMITE DE PANDEO	MOMENTO LIMITE POR PANDEO M_r	TENSIÓN CRÍTICA F_{cr}	PARAMETROS DE ESBELTEZ			Limitación
					λ	λ_p	λ_r	
Canales y vigas I de simetría doble o sencilla (incluye vigas híbridas) flexadas alrededor de su eje mayor (a)	$F_y Z_x$ (b)	PLT Miembros doblemente simétricos y canales	$F_L S_x$	$\frac{C_b C_1 \sqrt{2}}{\lambda} \sqrt{1 + \frac{C_1^2 C_2}{2\lambda^2}}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$1.74 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	(c,d)	Aplicable a perfiles I cuando $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_r$ Cuando $\frac{h}{t_w} > \lambda_r$ véase Cap.17
		PLT Miembros de simetría sencilla	$F_L S_x \leq F_{yf} S_{xt}$	$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_{xc}}$ (e)	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1.74 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	Valor de λ para el cual, con $C_b=1$ $M_{cr} = M_r$	
		PLF	$F_L S_x$	(f)	$\frac{b}{t}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	(g)	
		PLW	$\alpha_{PG} F_{yf} S_x$	No aplica	$\frac{h}{t_w}$	$3.70 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	Definida en Cap. 4	
Canales y vigas I de simetría doble o sencilla flexados alrededor de su eje menor	$F_y Z_y$	PLF	$F_y S_y$	Igual que para flexión alrededor del eje mayor				

TABLA B.2
RESISTENCIA TEÓRICA A FLEXIÓN

PERFIL	MOMENTO PLÁSTICO M_p	ESTADO LIMITE DE PANDEO	MOMENTO LIMITE POR PANDEO M_r	TENSIÓN CRÍTICA F_{cr}	PARAMETROS DE ESBELTEZ			Limitación
					λ	λ_p	λ_r	
Sección cajón simétrica solicitada en un plano de simetría	$F_y Z$	PLT	$F_{yf} S_{ef}$	$\frac{2EC_b \sqrt{JA}}{\lambda S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	(i)	(j)	(k)
		PLF	$F_y S_{ef}$	$\frac{S_{ef}}{S_x} F_y$ (h)	$\frac{b}{t}$	$1.10 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
		PLW	Igual a un perfil I					

Notas de las Tablas B.1 y B.2

Los valores de λ corresponden a secciones compactas, suponiendo una capacidad de rotación inelástica de 3 (Nivel de Diseño ND1). Para capacidades mayores, como las requeridas por los Niveles de Diseño ND2 o ND3, véase en el Capítulo 4 los correspondientes valores límites de λ_p y λ_r

- (a) Se excluyen los ángulos dobles y las T
- (b) Para secciones híbridas se calculará de la distribución plástica de tensiones
- (c) C_1 y C_2 , están definidos por las fórmulas (16-2) y (16-3), respectivamente.

(d)
$$\lambda_r = \frac{C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 F_L^2}}$$

(e) El momento crítico se calculará como

$$M_{cr} = \frac{1.91 E C_b}{L_b} \sqrt{I_y J} \left(B_1 + \sqrt{1 + B_2 + B_1^2} \right) \leq M_p$$

donde:

$$B_1 = 2.25 \left[2 \left(I_{yc} / I_y \right) - 1 \right] (h / L_b) \sqrt{I_y / J}$$

$$B_2 = 25 \left[1 - \left(I_{yc} / I_y \right) \right] \left(I_{yc} / J \right) (h / L_b)^2$$

$C_b = 1.0$, cuando $I_{yc} / I_y < 0$ o $I_{yc} / I_y > 0.9$

(f) Para perfiles laminados $F_{cr} = 0.67 E / \lambda^2$

Para perfiles soldados $F_{cr} = 0.88 E k_c / \lambda^2$

Con $k_c = 4 / \sqrt{h / t_w}$ acotado entre $0.35 \leq k_c \leq 0.763$

(g) Para perfiles laminados:

$$\lambda_r = 0.82 \sqrt{\frac{E}{F_L}}$$

Para perfiles soldados:

$$\lambda_r = 0.94 \sqrt{\frac{E}{(F_L / k_c)}}$$

(h) S_{ef} es el módulo elástico de la sección para un perfil con el ancho del ala efectivo comprimida, b_e , definido en el Capítulo 4.

$$(i) \quad \lambda_p = \frac{0.13E\sqrt{JA}}{M_p}$$

$$(j) \quad \lambda_r = \frac{1.91E\sqrt{JA}}{M_r}$$

$$(k) \quad \text{Aplicable cuando } \frac{h}{t_w} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$$

APÉNDICE C DISEÑO DE PERFILES ANGULARES LAMINADOS EN CALIENTE

C1 ALCANCE

Este Apéndice suministra criterios particulares para el diseño de perfiles L laminados en caliente, de alas iguales o desiguales, solicitados por flexión o por solicitaciones combinadas normales y de flexión. En todos los demás aspectos del diseño no cubiertos explícitamente por este Apéndice, regirán las disposiciones del Articulado.

C2 FLEXIÓN

La resistencia teórica calculada según el Artículo C2.1, se usará para calcular la resistencia minorada a flexión, referida a los ejes geométricos como se considera en el Artículo C2.2 o referida a los ejes principales de inercia, como se considera en el Artículo C2.3.

El estado límite de servicio también necesita ser analizado, particularmente, para miembros largos no restringidos a flexión, en los cuales usualmente las flechas más que el pando local o el pando lateral controlan el diseño.

C2.1 Estado Límite de agotamiento resistente

La resistencia minorada a flexión, $\phi_b M_t$, será el menor valor de que se obtenga de analizar los modos de falla por pando local, cedencia, y pando lateral torsional, usando como factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_b = 0.90$.

- (a) Resistencia teórica por pando local cuando la extremidad del ala referida al eje de flexión está comprimida

$$\text{Cuando } \frac{b}{t} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$M_t = 1.25 F_y S_c \quad (C2-1)$$

$$\text{Cuando } 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$M_t = F_y S_c \left[1.25 - 1.49 \left(\frac{b/t}{0.382 \sqrt{\frac{E}{F_y}}} - 1 \right) \right] \quad (C2-2)$$

$$\text{Cuando } \frac{b}{t} \geq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$M_t = \phi_{as} F_y S_c \quad (\text{C2-3})$$

donde

E = Módulo de elasticidad del acero.

S_c = Módulo de sección elástico referido al extremo comprimido con relación al eje de Flexión.

b = Ancho total del ala que presenta el extremo comprimido.

ϕ_{as} = Factor de minoración por pandeo local, según Apéndice A.

(b) Resistencia teórica por cedencia cuando el extremo del ala referido al eje de flexión está traccionado

$$M_t = 1.25 M_y \quad (\text{C2-4})$$

donde

M_y = momento cedente referido al eje de flexión

(c) Resistencia teórica por pandeo lateral torsional

Cuando $M_{ob} \leq M_y$

$$M_t = [0.92 - 0.17 M_{ob} / M_y] M_{ob} \quad (\text{C2-5})$$

Cuando $M_{ob} > M_y$

$$M_t = [1.58 - 0.83 \sqrt{M_y / M_{ob}}] M_y \leq 1.25 M_y \quad (\text{C2-6})$$

donde

M_{ob} = Momento elástico de pandeo lateral torsional, según los Artículos C2.2 o C2.3, la que sea aplicable.

C2.2 Flexión alrededor de los ejes geométricos

Los ángulos se diseñarán considerando como ejes de flexión sus ejes geométricos en los siguientes casos:

C2.2.1 Cuando están arriostrados lateralmente contra el pandeo lateral torsional en toda su longitud, se diseñarán con la resistencia teórica M_t con las limitaciones de los Artículos C2.1(a) y C2.1(b).

C2.2.2 Ángulos de alas iguales arriostrados lateralmente solamente en el punto donde ocurre el momento máximo. La resistencia a flexión estará limitado al momento minorado $\phi_b M_t$, evaluado según el Artículo C2.1 M_y se calculará utilizando el módulo de sección respecto a los ejes geométricos y M_{ob} se sustituirá por 1.25 veces M_{ob} calculado con la fórmula (C2-7).

C2.2.3 Ángulos de alas iguales no arriostrados lateralmente y sometidos a flexión alrededor de uno de sus ejes geométricos, cuando se cumplan las siguientes condiciones:

1. El momento cedente se basará en el uso del 0.80 del módulo de sección respecto a los ejes geométricos.
2. En el extremo del ala comprimida, la resistencia teórica M_t se determinará con las disposiciones de los Artículos C2.2 y C2.3, donde:

$$M_{ob} = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2} \left[\sqrt{1 + 0.78(Lt/b^2)^2} - 1 \right] \quad (C2-7)$$

L = longitud no arriostrada lateralmente.

C_b = factor de modificación para diagramas de momento no uniforme, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga:

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_b + 3M_c} \leq 1.5 \quad (16.7)$$

donde

M_{\max} = Valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos.

M_a, M_b, M_c = Valores absolutos de los momento a la distancia de 0.25, 0.50 0.75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos, respectivamente.

C2.2.4 Para el extremo del ala traccionada, la resistencia teórica a flexión se determinará de acuerdo con el Artículo C2.3.

C2.3 Flexión alrededor de los ejes principales

Los ángulos de alas desiguales no arriostrados lateralmente y los ángulos de las iguales que no cumplan con los requisitos de la Sección C2.2 se diseñarán considerando sus ejes principales. A los efectos de verificar las fórmulas de interacción N-M para solicitaciones combinadas, la flexión alrededor de ambos ejes principales se evaluará de acuerdo con los del Artículo C.4.

C2.3.1 Ángulos de alas iguales

(a) Flexión respecto al eje mayor

La resistencia teórica M_t alrededor del eje principal mayor se determinará de conformidad con las disposiciones de Secciones C2.1(a) y C2.1(c), con

$$M_{ob} = C_b \frac{0.46Eb^2 t^2}{L} \quad (C2-8)$$

(b) Flexión respecto al eje menor

La resistencia teórica M_t alrededor del eje principal menor se determinará según la Sección C2.1(a) para el extremo del ala comprimida, y con la Sección C2.1(b) para el extremo del ala traccionada.

C-2.3.2 Ángulos de las desiguales

(a) Flexión respecto al eje mayor

La resistencia teórica a flexión M_t alrededor del eje principal mayor se determinará por las disposiciones de la Sección C2.1(a) para el ala comprimida, usando para la Sección C2.1(c) la siguiente definición de M_{ob} .

$$M_{ob} = 4.9E \frac{I_z}{L^2} C_b \left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052(Lt/r_z)^2} + \beta_w \right] \quad (C2-9)$$

donde

I_w = Momento de inercia respecto al eje principal mayor.

I_z = Menor momento de inercia alrededor del eje principal.

r_z = Correspondiente radio de giro.

z_o = Coordenada del centro de corte medido a lo largo del eje Z respecto al baricentro a lo largo del eje.

β_w = Propiedad especial para perfiles L asimétricos,

$$\beta_w = \left[\frac{1}{I_w} \int z (w^2 + z^2) dA \right] - 2 z_o \quad (C2-10)$$

(b) Flexión respecto al eje menor

La resistencia teórica M_t alrededor del eje principal menor se determinará por la Sección C2.1(a) cuando el extremo del ala esté comprimida y por la Sección C2.1(b) cuando esté traccionada.

C3 CORTE

Para el estado límite de agotamiento por cedencia en corte, las tensiones cortantes f_{uv} debidas a la flexión y la torsión no excederán $\phi_v 0.6 F_y$, calculadas con el factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_v = 0.90$.

C4 SOLICITACIONES COMBINADAS

Las fórmulas de interacción N - M se evaluarán con respecto a los ejes principales de flexión considerando los efectos de los términos de flexión y fuerza normal, o considerando el sentido de las tensiones flectoras asociadas en los puntos críticos de la sección transversal, y las cuales se suman algebraicamente al término de fuerza normal.

C4.1 Combinación de flexión y fuerzas normales de compresión

C4.1.1 Se utilizarán las siguientes fórmulas de interacción N - M:

(a) Cuando $N_u / \phi N_t \geq 0.5$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{2}{3} \left(\frac{M_{uw}}{\phi_b M_{tw}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b M_{tz}} \right) \leq 1.0 \quad (C2-11a)$$

(b) Cuando $N_u / \phi N_t \leq 0.5$

$$\frac{N_u}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{uw}}{\phi_b M_{tw}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b M_{tz}} \right) \leq 1.0 \quad (C2-11b)$$

En estas fórmulas, los segundos subíndices indican los ejes de flexión alrededor de los cuales se calculan las solicitaciones y las variables que a continuación se definen. El eje mayor de flexión se identifica con el subíndice w y el eje menor con z.

- M_u = Momento flector mayorado.
 M_t = Resistencia teórica a flexión determinada de acuerdo con el Artículo C2, utilizando el módulo de sección para la sección transversal específica y considerando el tipo de tensión.
 N_u = Compresión normal mayorada.
 N_t = Resistencia teórica a compresión calculada según el Artículo 15.5.
 ϕ = ϕ_c = Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión ; $\phi_c = 0.90$.
 ϕ_b = Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, $\phi_b = 0.90$.

Cuando los momentos M_t de las fórmulas (C2-11) representan la resistencia teórica a flexión del lado de comprimido del angular, deberán ser amplificados por el coeficiente B_1 .

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (N_u / N_{e1})} \geq 1 \quad (9-2)$$

con

$$N_{e1} = A F_y / \lambda_c^2 = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (9-3)$$

$$\lambda_c = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (15-4)$$

C_m = Coeficiente de flexión definido por la fórmula (9-4), en el Capítulo 9.

C4.1.2 Para los miembros restringidos de flexionarse alrededor de un eje geométrico cuya resistencia teórica a flexión haya sido determinada de acuerdo con la Sección C2.2.1, el radio de giro para calcular N_{e1} será el valor correspondiente al eje geométrico. Los términos de flexión para los ejes principales en las Fórmulas (C2-11) se reemplazarán por los términos de correspondientes a la geometría.

C4.1.3 Alternativamente para los ángulos de alas iguales no restringidos lateralmente a lo largo de su longitud y con momento aplicado alrededor de uno de los ejes de geometría, los momentos mayorados y las resistencias minoradas a flexión se podrán calcular de conformidad con la Sección C2.2.3.

En ausencia de un análisis más detallado, cuando los momentos teóricos M_t serán calculados con las fórmulas de la Sección C2.2.3, el radio de giro a usar en la fórmula de N_{e1} podrá tomarse como el radio de giro geométrico dividido por 1.35.

Los términos de flexión para los ejes principales en las fórmulas (C2-11) se reemplazarán por los términos correspondientes a los ejes geométricos.

C4.2 Combinación de flexión y fuerzas normales de tracción

Se emplearán las fórmulas de interacción N - M (C2-11), refiriéndose los valores de N_t y N_u a fuerzas de tracción.

Para los miembros flexionados alrededor de un eje geométrico, la evaluación de la resistencia teórica se hará de acuerdo con la Secciones C4.1.2 y C4.1.3 También se pueden incluir los efectos de segundo orden debidos a la interacción de la fuerza de tracción normal con flexión. Las fórmulas pueden ser reemplazadas por un análisis más detallado.

APÉNDICE D Diseño para Cargas Cíclicas (Fatiga)

D1 ALCANCE

Este Apéndice se aplicará a los miembros y conexiones sometidas a cargas cíclicas dentro del rango elástico de tensiones de frecuencia y magnitud suficiente para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva (fatiga).

D2 CRITERIOS

Las disposiciones de este Apéndice se aplicarán a las tensiones calculadas con solicitaciones de servicio, es decir, sin mayorar. Las tensiones máximas causadas por las solicitaciones de servicio no excederán de $0.66 F_y$.

Se define el recorrido de tensiones como la diferencia algebraica entre los valores máximos y mínimos de las tensiones en el punto probable de iniciación de grieta de un miembro sometido a solicitaciones variables repetitivas sin mayorar.

Se define la vida de proyecto como el período de tiempo de referencia para el que se requiere que la estructura se comporte con seguridad y con una probabilidad aceptable de que no se produzca rotura por fatiga.

No se requerirá evaluar la resistencia a fatiga cuando el rango de tensiones debido a cargas variables es menor que el umbral de recorrido, F_{TH} , dado en las Tablas D-1.

No se requerirá evaluar la resistencia a fatiga cuando el número de ciclos de aplicación de la acción variables es menor de 20000 ciclos.

En las juntas soldadas a tope de penetración, el máximo recorrido de diseño calculado por la fórmula (D1-1) se aplicará solamente a las soldaduras sanas que satisfacen los requisitos de las Secciones 6.12.2 y 6.12.3 de la Norma AWS D1.1

La resistencia a cargas cíclicas determinadas según el presente Apéndice es aplicable a estructuras con protección anticorrosiva adecuada o sometidas solamente a atmósferas ligeramente corrosivas, tales como las condiciones atmosféricas normales.

La resistencia a cargas cíclicas determinadas según este Apéndice se aplicará solamente a estructuras sometidas a temperaturas que no excedan $150^{\circ} C$.

El ingeniero estructural suministrará detalles completos, incluyendo los tamaños de soldaduras, o especificará el ciclo de vida planificada y el recorrido máximo de momentos, cortos y reacciones de las conexiones.

D3 SOLICITACIONES

Las tensiones se calcularán sobre la de un análisis elástico. Las tensiones no serán amplificadas por un factor de concentración de tensiones por discontinuidades geométricas.

En los pernos y barras roscadas sometidas a tracciones normales, las tensiones calculadas incluirán los efectos de la acción de apalancamiento, cuando existan.

En los miembros de sección transversal simétrica, los medios de unión (pernos y soldaduras) se dispondrán simétricamente con respecto a los ejes del miembro, o las tensiones totales a utilizar en el cálculo del recorrido de tensiones incluirán aquellas debidas a la excentricidad.

Se ignorarán los efectos de excentricidad en los miembros constituidos por perfiles angulares cuando el baricentro de las soldaduras de conexión se localiza entre los baricentros de la sección transversal del angular y el del ala conectada. Cuando el baricentro de las soldaduras de conexión se localiza fuera de esta zona, las tensiones totales a usar en el cálculo del recorrido de tensiones tomará en cuenta la excentricidad de la junta.

D4 RECORRIDO DE TENSIONES

El recorrido de tensiones de diseño, es decir, el recorrido de tensiones producidas por las solicitaciones de servicio no excederá el recorrido de tensiones calculado con las fórmulas (D-1), (D-2) o (D-3) o (D-4), la que sea aplicable, pero no será menor que el umbral de fatiga F_{TH} dado en las Tablas D-1.

Para todas las Categorías de tensiones, excepto la Categoría F, el recorrido de tensiones de diseño o de cálculo será el dado por la siguiente fórmula:

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad (D-1)$$

Para la Categoría de tensiones F, el recorrido de tensiones admisibles para corte en la garganta de las soldaduras de filete continuas o intermitentes y en el área de corte de las soldaduras de tapón y ranura se determinará conforme a la fórmula (D-2)

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n} \right)^{0.167} \geq F_{TH} \quad (D-2)$$

donde

F_{SR} = Recorrido de tensiones de cálculo o de diseño.

C_f = Constante correspondiente a la Categoría de tensiones, dado en las Tablas D-1.

n = número de fluctuaciones del recorrido de tensiones para la vida de diseño considerada, e igual al producto del las fluctuaciones diarias del recorrido de tensiones por trescientos sesenta y cinco días y por el número de años correspondientes a la vida de proyecto.

F_{TH} = Umbral de fatiga del recorrido de tensiones, correspondiente al máximo recorrido de tensiones durante la vida de proyecto.

En los elementos de placa traccionados y sus extremos de perfiles cruciformes, te o detalles de esquinas con soldaduras de penetración parcial o completa, soldaduras de filete, o combinaciones de las precedentes, transversalmente dispuestas a la dirección de las tensiones, el máximo recorrido de tensiones en la sección transversal de los elementos de placa y en el borde de la soldadura se calculará con las fórmulas (D-1), (D-3) o (D-4) como se indica a continuación:

En los extremos de las conexiones de elementos de placa traccionados , el máximo recorrido de tensiones evaluado en la sección transversal correspondiente al borde de soldadura controlada por consideraciones de inicio de grieta en dicho borde, se calculará con la fórmula (D-1) usando Categoría C.

En las juntas de los extremos de las conexiones de elementos de placa traccionados con soldaduras de penetración parcial transversalmente dispuestas, con o sin refuerzo o soldaduras de filete en el contorno, el máximo recorrido de tensiones evaluado en la sección transversal correspondiente al borde de soldadura controlada por consideraciones de inicio de grieta en la raíz de la soldadura, se calculará con la fórmula (D-3) usando Categoría C'.

$$F_{SR} = \left(\frac{1.55 * 10^{15}}{n} \right)^{0.333} \left[\frac{(0.71 - 0.625(2a / t_p) + 0.79(w / t_p))}{0.64 t_p^{0.167}} \right] \leq \left(\frac{1.55 * 10^{15}}{n} \right)^{0.333} \quad (D-3)$$

En los extremos de las conexiones de elementos de placa traccionados cuyo espesor sea igual o menor que 13 mm (½ plg.) con un par de soldaduras de filete transversalmente dispuestas a la dirección de las tensiones y en lados opuestos del elemento de placa (véase el Comentario C-23.9.2.6), el recorrido de tensiones evaluado en la sección transversal correspondiente al borde de soldadura , se calculará la fórmula (D-1) usando Categoría C.

En los extremos de las conexiones de elementos de placa traccionados cuyo espesor sea mayor que 13 mm (½ plg.) con un par de soldaduras de filete transversalmente dispuestas a la dirección de las tensiones y en lados opuestos del elemento de placa (véase el Comentario C-23.9.2.6), el máximo recorrido de tensiones evaluado en la sección transversal correspondiente al borde de soldadura controlada por consideraciones de inicio de grieta en las raíces de las soldaduras, se calculará con la fórmula (D-4).

$$F_{SR} = \left(\frac{1.55 * 10^{15}}{n} \right)^{0.333} \left[\frac{(0.06 + 0.79 (w / t_p))}{0.64 t_p^{0.167}} \right] \leq \left(\frac{1.55 * 10^{15}}{n} \right)^{0.333} \quad (D-4)$$

En las fórmulas (D-3) y (D-4):

2a = En las caras no soldadas, la longitud de las raíces de la soldadura en el más grueso elemento de placa traccionado.

w = Longitud de la soldadura de filete reforzada o de contorno en el más grueso elemento de placa traccionado.

t_p = El mayor espesor de placa.

D5 PERNOS Y PARTES ROSCADAS

- a) En los medios de unión mecánicos solicitados por corte, el máximo recorrido de tensiones en el material conectado bajo cargas de servicio no excederá el recorrido de tensiones de diseño calculado con la fórmula (D-1) con C_f y F_{TH} tomados de la Sección 2 de las Tablas D-1.
- b) En los pernos de alta resistencia no apretados totalmente, pernos corrientes, y los pernos de anclaje roscados con reducciones, torneados o laminados, el máximo recorrido de tensiones en el área neta de tracción, definida por la fórmula (D-5), considerando la carga normal aplicada conjuntamente con el momento debido al efecto de apalancamiento no excederá el recorrido de tensiones de diseño calculado con la fórmula (D-1) considerando para el factor C_f la Categoría E' y para el umbral de tensiones F_{TH} la Categoría D.

$$A_t = \frac{\pi}{4} \left(d - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \quad (D-5)$$

donde

d = Diámetro nominal del cuerpo o vástago sin roscar, mm o plg.

n = Número de roscas por unidad de longitud, mm o plg.

En las juntas fabricadas e instaladas que no satisfagan los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico de la Sección J3.8, con excepción de los requisitos de la superficie deslizante, se supondrá que la carga normal, el momento aplicado más los efectos de apalancamiento son soportados exclusivamente por los pernos o las barras.

En las juntas fabricadas e instaladas que satisfagan todos los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico de la Sección J3.8, con excepción de los requisitos de la superficie deslizante, se permitirá usar un análisis de rigideces relativas de las partes conectadas y los pernos para determinar el recorrido de tensiones en tracción en los pernos pretraccionados por el total de la carga variable de servicio, el momento y los efectos de apalancamiento. Alternativamente, se podrá suponer que el recorrido de tensiones en los pernos es igual a las tensiones en el área neta de tracción debida al veinte por ciento (20 %) del valor absoluto de la carga normal de servicio y el momento debido a las cargas permanentes, variables y otras acciones.

D6 REQUISITOS ESPECIALES EN LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE

Se permitirá dejar las barras longitudinales de respaldo siempre que sean continuas. Las barras discontinuas se unirán mediante juntas a tope con penetración completa y pulido su reforzamiento previamente a su incorporación en la junta.

En las juntas transversales de penetración completa de las juntas en te o de esquina, se añadirá un filete de soldadura de reforzamiento no menor de 6 mm. En las esquinas re-entrantes de las juntas en te o de esquina de penetración completa se añadirá un filete de soldadura ejecutado en un solo pase de tamaño no menor de 6 mm.

Los bordes cortados a soplete sometidos a recorridos de tensiones cíclicos significativos tendrán una rugosidad de superficie no mayor que 25 micras (25 μm), como se define en la norma ASME B46.1 *Surfaces Texture (Surface Roughness, Waviness, and Lay)*.

Las esquinas re-entrantes en los cortes, los arcos y agujeros de acceso de la soldadura tendrán un radio no menor de 10 mm obtenido por pretaladrado, subpunzonado, o escariado de un agujero, o por corte térmico, en éste último caso las superficies cortadas se pulirán a metal brillante con una rugosidad superficial no mayor que 25 micras (25 μm), según la norma ASME B46.1.

En las juntas transversales a tope de las regiones con grandes tensiones, las barras de extensión se removerán y los extremos de la soldadura deberán acabarse para emparejarse a los bordes del miembro. No está permitido el uso de las planchas para el represamiento de la soldadura (“end-dams”).

Los requisitos de los remates de las soldaduras de filete sometidos a cargas cíclicas de servicio son los correspondientes a la Sección 23.9.2.6.

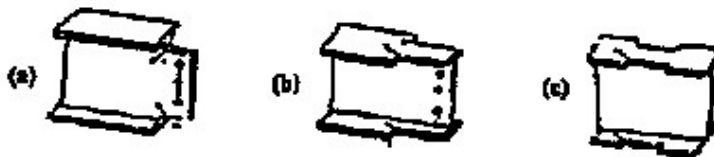
TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA
 SECCIÓN 1. DETALLES NO SOLDADOS

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
1.1 Metal base, excepto aceros resistentes a la corrosión sin capa de protección, con superficies laminadas o limpias. Bordes cortados a soplete con rugosidad de 25 μ m o menos, pero sin esquinas re-entrantes.	A	8.80×10^{15}	1690	Fuera de todas las soldaduras o conexiones estructurales.
1.2 Metal base de aceros resistentes a la corrosión sin capa de protección o superficies limpias. Bordes cortados a soplete con rugosidad de 25 μ m o menos, pero sin esquinas re-entrantes.	B	4.22×10^{15}	1690	Fuera de todas las soldaduras o conexiones estructurales.
1.3 Miembros con agujeros taladrados o escariados. Miembros con esquinas re-entrantes en los destajes, cortes, u otras discontinuidades geométricas, excepto los agujeros de acceso a soldadura, con rugosidad de 25 μ m o menos.	B	4.22×10^{15}	1125	En cualquier borde externo o en el perímetro del agujero.
1.4 Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura requeridos por el Art.21.9. Miembros con agujeros taladrados o escariados que contienen pernos para fijar arriostramientos livianos donde existe una pequeña componente longitudinal de la fuerza de arriostramiento.	C	1.55×10^{15}	700	En todas las esquinas entrantes de los agujeros de acceso a la soldadura (que en las conexiones menores pueden tener pernos).

1.1 ; 1.2



1.3

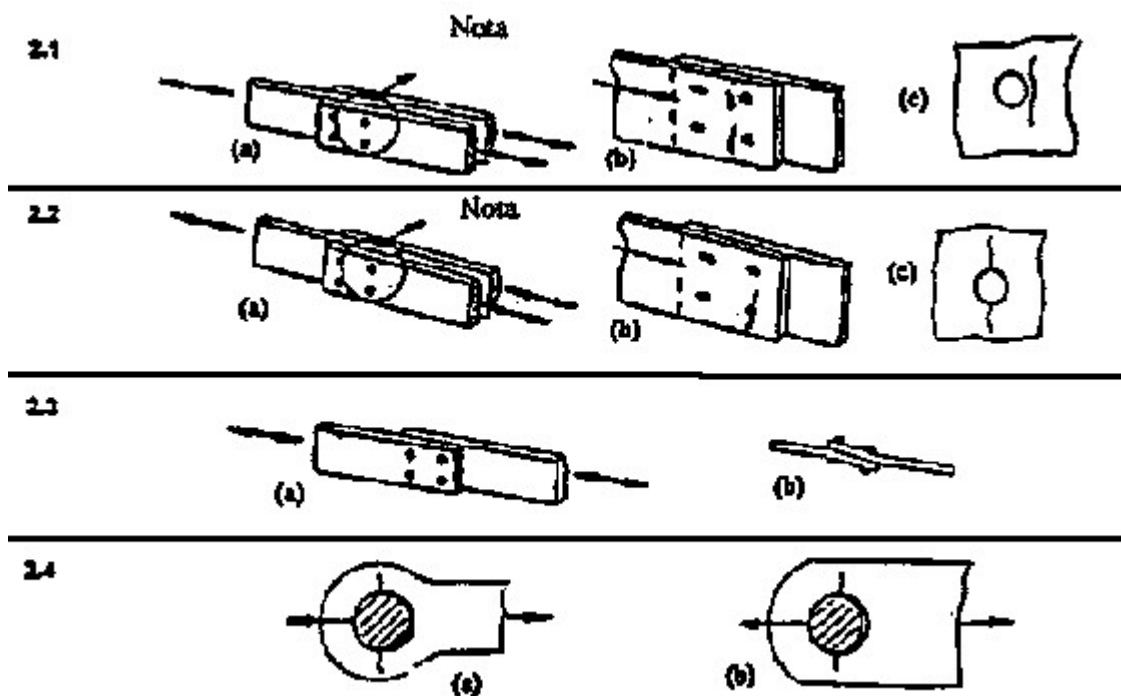


1.4



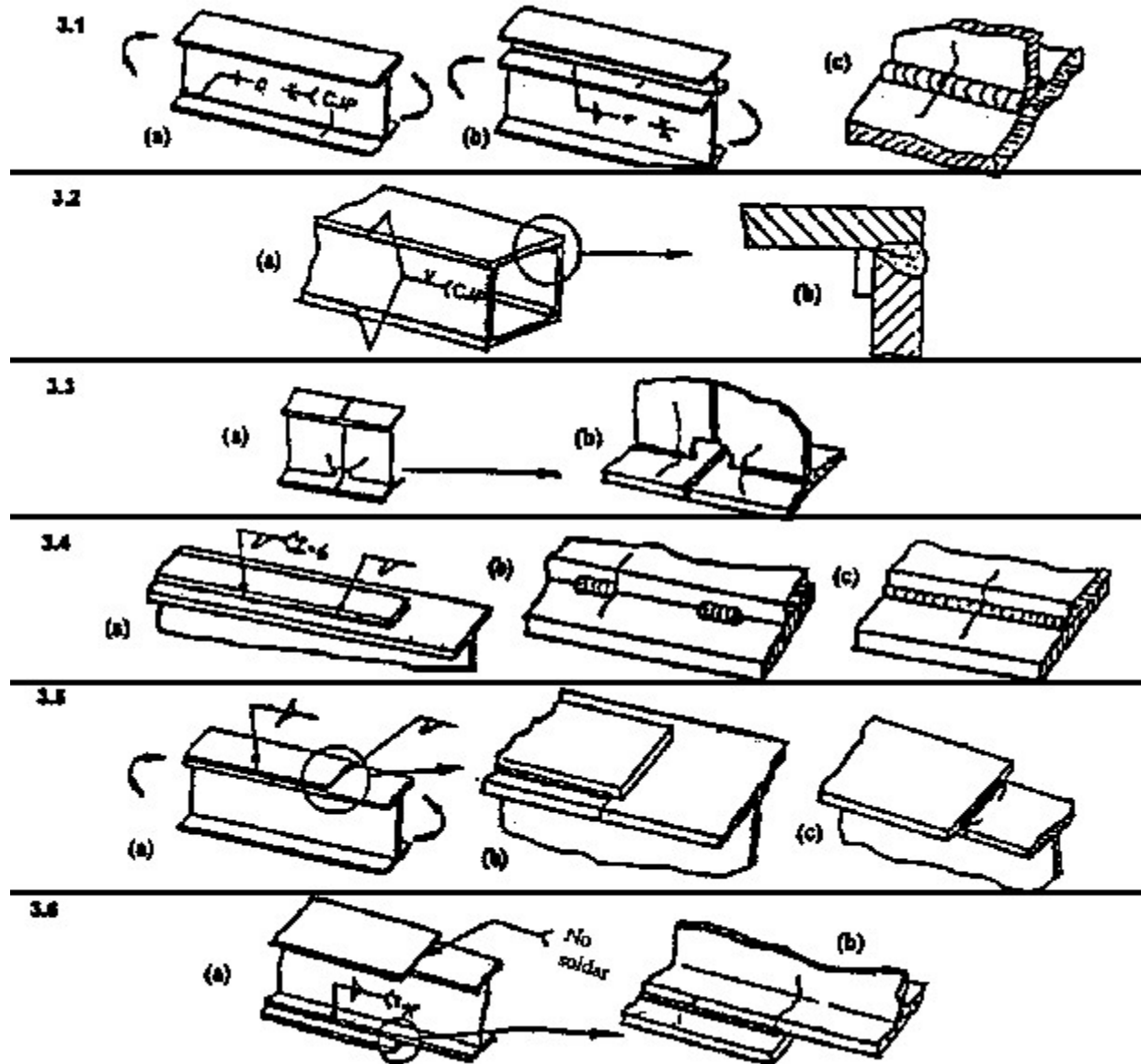
TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA
SECCIÓN 2. JUNTAS EMPERNADAS O CON PASADORES

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de Grieta potencial
2.1 Área total del metal base en las juntas solapadas conectadas con pernos de alta resistencia en juntas que satisfacen los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico.	B	4.22×10^{15}	1125	A través de la sección próxima al agujero.
2.2 Sección neta del metal base de las uniones con pernos de alta resistencia, diseñadas sobre la base de la resistencia al aplastamiento, pero fabricadas e instaladas según todos los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico.	B	4.22×10^{15}	1125	En la sección neta que se origina al lado del agujero.
2.3 Sección neta del metal base de cualquier otra junta mecánicamente unida, excepto las bielas y planchas conectadas con pasadores.	D	7.74×10^{14}	492	En la sección neta que se origina al lado del agujero.
2.4 Sección neta del metal base de bielas y planchas conectadas con pasadores.	E	3.87×10^{14}	316	En la sección neta que se origina al lado del agujero.



TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA
SECCIÓN 3 JUNTAS SOLDADAS EN MIEMBROS COMPUESTOS

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de Grieta potencial
3.1 Metal base y metal de soldadura en miembros sin apéndices, compuestos de planchas o perfiles conectados por soldaduras de ranura de penetración completa, longitudinales y continuas, saneadas y soldadas desde el otro lado, o por soldaduras de filete continuas.	B	4.22×10^{15}	1125	Desde la superficie interna de la discontinuidad en la soldadura hasta el extremo de la soldadura.
3.2 Metal base y metal de soldadura en miembros sin apéndices, compuestos de planchas o perfiles conectados por soldaduras de ranura de penetración completa, longitudinales y continuas, sin la eliminación de las platinas de respaldo, o por soldaduras de ranura de penetración parcial continuas.	B'	2.15×10^{15}	844	Desde la superficie interna de la discontinuidad en la soldadura, incluyendo la soldadura de fijación de las planchas de respaldo
3.3 Metal base y metal de soldadura en los finales de las soldaduras longitudinales en los agujeros de acceso de las conexiones de los miembros compuestos.	D	7.74×10^{14}	492	Desde la terminación de la soldadura en el alma o el ala.
3.4 Metal base en las soldaduras de filete longitudinales e intermitentes.	E	3.87×10^{14}	316	Al comienzo y el final de los depósitos de soldadura del material conectado.
3.5 Metal base en el extremo de las planchas de cubierta soldadas de longitud parcial y menos anchas que el ala, con extremos rectangulares o de ancho decreciente, con o sin soldadura transversal en los extremos.				En los bordes de la soldadura final en el ala o en donde termina la soldadura longitudinal o el en borde de las alas dentro de las planchas de cubierta.
Alas con espesor ≤ 20 mm.	E	3.87×10^{14}	316	
Alas con espesor > 20 mm.	E'	1.37×10^{14}	183	
3.6 Metal base en el extremo de las planchas de cubiertas soldadas de longitud parcial y más anchas que las alas, sin soldaduras transversal en los extremos.	E'	1.37×10^{14}	183	En los bordes de las alas donde termina la soldadura de las planchas de cubierta.



TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA
SECCIÓN 4. SOLDADURAS DE FILETE

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
4.1 Metal base en la unión de miembros normalmente solicitados con conexiones extremas efectuadas mediante soldaduras de filete longitudinales. Las soldaduras se dispondrán alrededor del eje del miembro a fin de que se equilibren las tensiones en las soldaduras. t ≤ 13 mm t > 13 mm.	E E'	3.87×10^{14} 1.37×10^{14}	316 183	Iniciándose desde cualquier terminación de la soldadura y propagándose dentro del metal base.



(a)



(b)

TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 5. SOLDADURAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE LAS TENSIONES

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSION	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de Grieta potencial
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de ranura de penetración completa de secciones laminadas y soldadas esmeriladas ras en la dirección paralela a las tensiones.	B	8.80×10^{15}	1125	Desde la discontinuidad interna en el metal de soldadura o a lo largo de los bordes de fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de ranura de penetración completa esmeriladas ras en la dirección paralela a las tensiones en transiciones de espesor o ancho para proveer pendientes no más pronunciadas que 1 en 2.5	B	8.80×10^{15}	1125	Desde la discontinuidad interna en el metal de soldadura o a lo largo de los bordes de fusión, o en el comienzo de la transición cuando $F_y \geq 6330$ kgf/cm ²
$F_y < 6330$ kgf/cm ²	B'	2.15×10^{15}	844	
5.3 Metal base con $F_y \geq 6330$ kgf/cm ² y metal base en o adyacente a un empalme con soldadura de ranura de penetración completa esmeriladas ras en la dirección paralela a las tensiones en transiciones de ancho con radio de transición entre el punto de tangencia y el final de la soldadura de ranura no menor de 610 mm .	B	8.80×10^{15}	1125	Desde la discontinuidad interna en el metal de soldadura o a lo largo de los bordes de fusión.
5.4 Metal base y metal base en o adyacente al borde de una soldadura de ranura de penetración completa en uniones en te o en esquina o empalmes, con o sin transición en espesor con pendientes no mayores que 1 en 2.5, cuando no se elimina el exceso de soldadura.	C	1.55×10^{15}	700	Desde la superficie de la discontinuidad en el borde de la soldadura propagándose dentro del metal base a lo largo del contorno de fusión.

TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 5. SOLDADURAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE LAS TENSIONES

(continuación)

DESCRIPCIÓN	CATEGORÍA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
<p>5.5 Metal base y metal de soldadura en la conexión transversal de elementos de plancha con soldadura a tope o en T o de esquina de penetración parcial, con o sin refuerzo o filetes de contornos.</p> <p>La menor categoría de tensiones entre el inicio de la grieta en la raíz o el borde de la soldadura:</p> <p>Inicio de grieta en el borde de la soldadura.</p> <p>Inicio de grieta en la raíz de la soldadura.</p>	C C'	1.55×10^{15} Fórm. (D-1)	700 No estipulada	<p>Inicio de grieta desde la discontinuidad geométrica en el borde de la soldadura, propagándose en el metal base o se inicia en raíz de la cara no soldada y se extiende a través de la garganta de la soldadura.</p>
<p>5.6 Metal base y metal de soldadura en la conexión transversal de elementos de plancha con un par de soldaduras de filete en los lados opuestos de la plancha.</p> <p>La menor categoría de tensiones entre el inicio de la grieta en la raíz o el borde de la soldadura:</p> <p>Inicio de grieta en el borde de la soldadura.</p> <p>Inicio de grieta en la raíz de la soldadura.</p> <p>Soldadura de filete, $t \leq 13$ mm (controla la grieta en el borde)</p> <p>Soldadura de filete, $t > 13$ mm.</p>	C C C'	1.55×10^{15} 1.55×10^{15} 1.55×10^{15} Fórm. (D-2)	700 700 No estipulada	<p>Se inicia en la discontinuidad geométrica en el borde de la soldadura y se propaga dentro del metal base, o desde el área no soldada entre las raíces de las soldaduras y propagándose a través de la garganta de la soldadura.</p>
<p>5.7 Metal base o elementos de plancha traccionados en el borde de una soldadura transversal de filete, el metal base en el borde de las soldaduras en almas de vigas laminadas y vigas de alma esbelta o en alas adyacente a la soldadura de los rigidizadores transversales.</p>	C	1.55×10^{15}	700	<p>Desde la discontinuidad geométrica en el borde del filete propagándose dentro del metal base.</p>

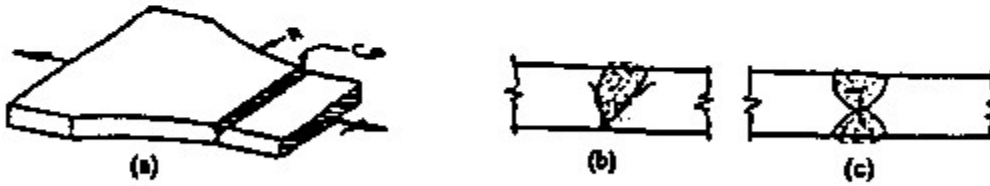
5.1



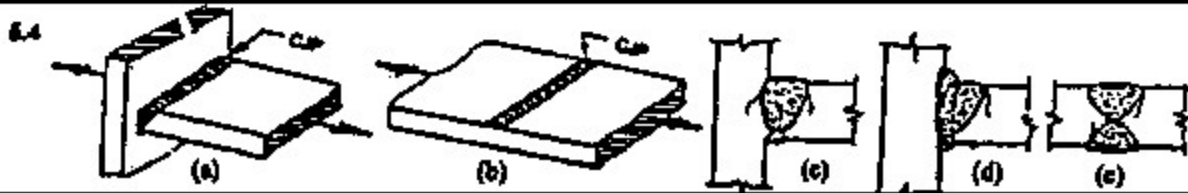
5.2



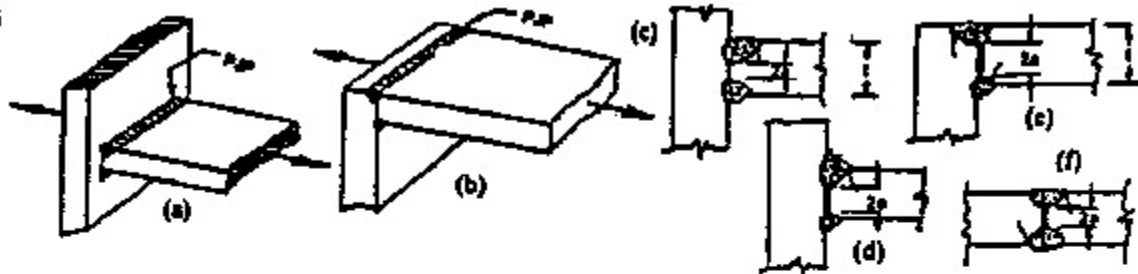
5.3



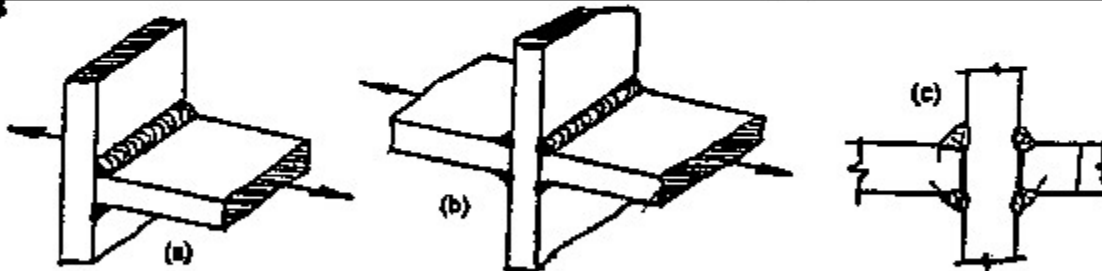
5.4



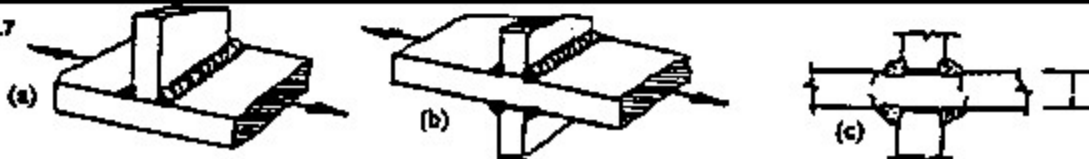
5.5



5.6



5.7



TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 6. METAL BASE EN LAS SOLDADURAS TRANSVERSALES

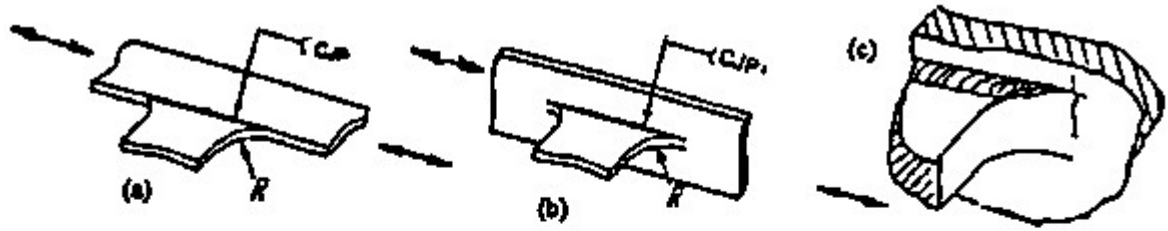
DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de Grieta potencial
<p>6.1 Metal base en detalles unidos mediante soldaduras de ranura de penetración completa solicitados longitudinalmente, solo cuando en la pieza se incorpora un radio de transición R con soldaduras esmeriladas a ras.</p> <p style="text-align: center;"> $R \geq 610\text{mm}$ $610\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$ $150\text{ mm} > R \geq 50\text{ mm}$ $50\text{ mm} > R$ </p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>8.80×10^{15}</p> <p>1.55×10^{15}</p> <p>7.74×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p>	<p>1125</p> <p>700</p> <p>492</p> <p>316</p>	<p>Cerca del punto de tangencia del radio en el borde del miembro.</p>
<p>6.1 Metal base en detalles de igual espesor unidos mediante soldaduras de ranura de penetración completa solicitados transversalmente, con o sin solicitaciones longitudinales:</p> <p>Cuando se elimina la soldadura en exceso:</p> <p style="text-align: center;"> $R \geq 610\text{mm}$ $610\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$ $150\text{ mm} > R \geq 50\text{ mm}$ $50\text{ mm} > R$ </p> <p>Cuando no se elimina la soldadura en exceso:</p> <p style="text-align: center;"> $R \geq 610\text{mm}$ $610\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$ $150\text{ mm} > R \geq 50\text{ mm}$ $50\text{ mm} > R$ </p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>C</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>8.80×10^{15}</p> <p>1.55×10^{15}</p> <p>7.74×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p> <p>1.55×10^{15}</p> <p>1.55×10^{15}</p> <p>7.74×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p>	<p>1125</p> <p>700</p> <p>492</p> <p>316</p> <p>700</p> <p>700</p> <p>492</p> <p>316</p>	<p>Cerca de los puntos de tangencia del radio o en las soldaduras o en los contornos de fusión o en el miembro o en los detalles.</p> <p>En los bordes de la soldadura a lo largo del borde del miembro o en el detalle, cualquiera de los dos.</p>

TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA
SECCIÓN 6. METAL BASE EN LAS SOLDADURAS TRANSVERSALES

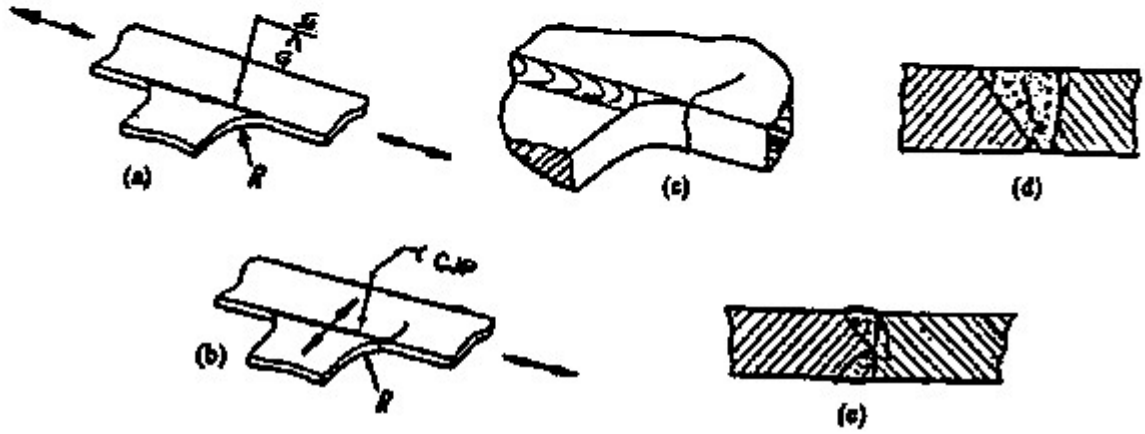
(continuación)

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de Grieta potencial
<p>6.3 Metal base en detalles de diferentes espesores unidos mediante soldaduras de ranura de penetración completa solicitados transversalmente, con o sin solicitaciones longitudinales:</p> <p>Cuando se elimina la soldadura en exceso:</p> <p style="padding-left: 40px;">$R > 50\text{mm}$</p> <p style="padding-left: 40px;">$R \leq 50\text{ mm}$</p> <p>Cuando no se elimina la soldadura en exceso:</p> <p style="padding-left: 40px;">Cualquier radio.</p>	<p>D</p> <p>E</p> <p>E</p>	<p>7.74×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p>	<p>492</p> <p>316</p> <p>316</p>	<p>En el borde de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p>
<p>6.4 Metal base solicitado por tensiones longitudinales en miembros transversales, con o sin tensiones transversales, unidos mediante soldadura de filete o soldadura de ranura de penetración parcial paralelas a la dirección de las tensiones, cuando en la pieza se incorpora un radio de transición R con la terminación de la soldadura de acabado liso.</p> <p style="padding-left: 40px;">$R > 50\text{mm}$</p> <p style="padding-left: 40px;">$R \leq 50\text{ mm}$</p>	<p>D</p> <p>E</p>	<p>7.74×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p>	<p>492</p> <p>316</p>	<p>En las terminaciones de la soldadura o desde el borde de la soldadura propagándose dentro del miembro.</p>

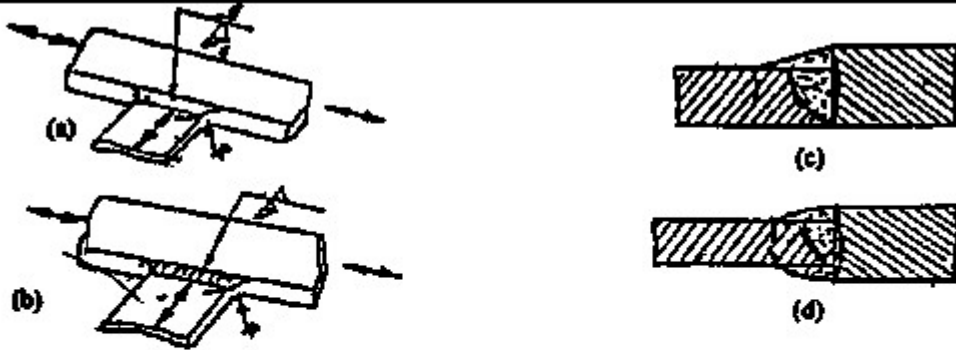
B.1



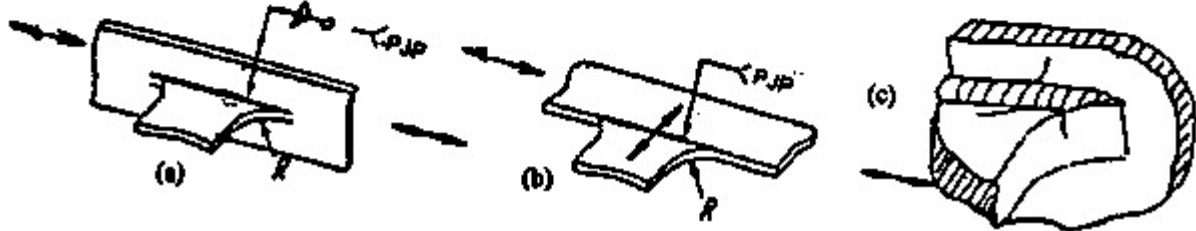
B.2



B.3



B.4

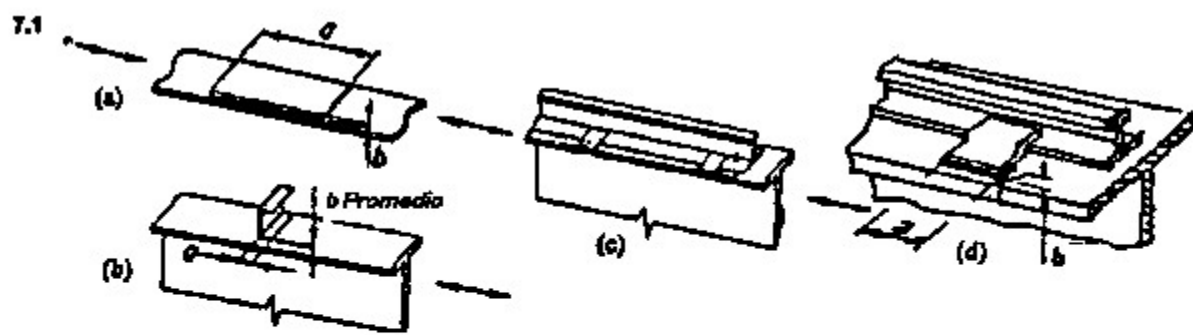


TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA
SECCIÓN 7. METAL BASE EN APÉNDICES CORTOS^(a)

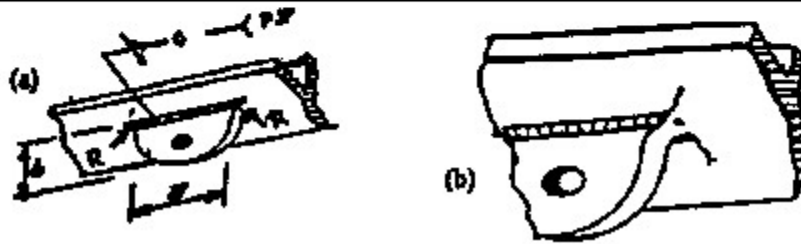
DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
<p>7.1 Metal base solicitado longitudinalmente y con apéndices unidos mediante soldadura de ranura de penetración completa paralela a la dirección de las tensiones.</p> <p>El apéndice se caracteriza por un radio de transición, R, menor de 50mm; una longitud, a, en la dirección de las tensiones, y una altura, b, normal a la superficie del miembro.</p> <p style="text-align: center;">$a < 50$ mm</p> <p style="text-align: center;">$50 \leq a \leq 12 b$ o 100 mm</p> <p style="text-align: center;">$a > 12 b$ o 100 mm, cuando $b \leq 25$ mm</p> <p style="text-align: center;">$a > 12 b$ o 100 mm, cuando $b > 25$ mm.</p>	<p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>E'</p>	<p>1.55×10^{15}</p> <p>7.74×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p> <p>1.37×10^{14}</p>	<p>700</p> <p>492</p> <p>316</p> <p>183</p>	En el miembro al final de la soldadura
<p>7.2 Metal base solicitado longitudinalmente y con apéndices unidos mediante soldadura de filete o de ranura de penetración parcial, con o sin solicitaciones transversales en el apéndice.</p> <p>El apéndice incorpora un radio de transición R con soldadura esmerilada a ras.</p> <p style="text-align: center;">$R > 50$ mm</p> <p style="text-align: center;">$R \leq 50$ mm</p>	<p>D</p> <p>E</p>	<p>1.55×10^{15}</p> <p>3.87×10^{14}</p>	<p>492</p> <p>316</p>	En la terminación de la soldadura propagándose dentro del miembro.

Nota:

- a) En este Apéndice “apéndice” es cualquier detalle de acero soldado a un miembro, y que por su sola presencia e independientemente de sus solicitaciones, causa una discontinuidad en el flujo de las tensiones en el miembro y reduce su resistencia a la fatiga.

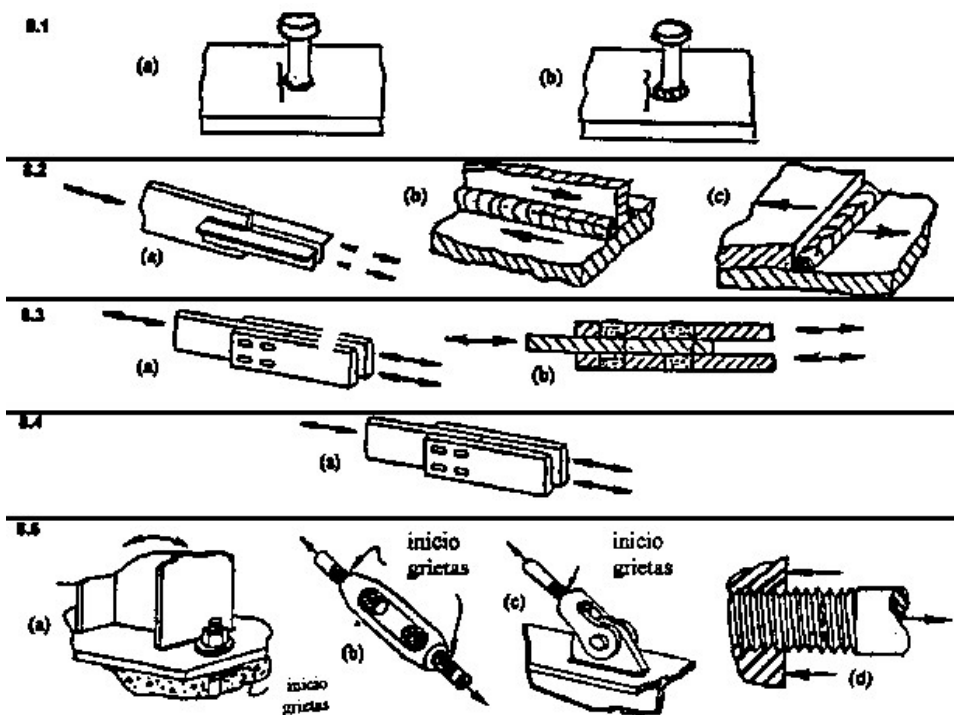


7.2



TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA
SECCIÓN 8. UNIONES VARIAS

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
8.1 Metal base en conectores de corte tipo espárrago unidos por soldadura de filete o por soldadura aplicada por equipo eléctrico especial.	C	1.55×10^{15}	700	En el borde de la soldadura en el metal base.
8.2 Corte en la garganta de soldaduras de filete longitudinal, continuas o intermitentes.	F	1.76×10^{17} Fórm. (D-2)	562	En la garganta de la soldadura.
8.3 Metal base en las soldaduras de tapón o canal.	E	3.87×10^{14}	316	En el metal base en el extremo de la soldadura.
8.4 Corte en soldaduras de tapón o canal.	F	1.76×10^{17} Fórm. (D-2)	562	En la superficie de falla.
8.5 Pernos de alta resistencia no totalmente apretados, pernos comunes, barras roscadas para anclajes y barras de suspensión. El recorrido de las tensiones de tracción se debe a solicitaciones por acciones variables más el efecto de aplancamiento, cuando sea aplicable.	E'	1.37×10^{14}	492	En la raíz de la rosca propagándose dentro del área traccionada.



APÉNDICE E LOSAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

E1 PROPIEDADES DE LAS SECCIONES MIXTAS

Las propiedades de la sección mixta para el cálculo del estado límite de servicio (flecha) se calculará a partir de la Figura C-29.2, usando la teoría elástica convencional.

E2 MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN AGRIETADA

Cuando $y_{cc} \leq h_c$

$$y_{cc} = d \left\{ \left[2\rho n + (\rho n)^2 \right]^{1/2} - \rho n \right\} \quad (E2.1)$$

con

$$d = h - y_{sb}$$

$$n = E_s / E_c$$

$\rho = A_s / bd$, siendo A_s el área total del sofito metálico

Cuando $y_{cc} > h_c$, hágase $y_{cc} = h_c$.

El momento de inercia de la sección agrietada es

$$I_c = \frac{b}{3}(y_{cc})^3 + n A_s (y_{cs})^2 + n I_s \quad (E2.2)$$

con

$$y_{cs} = d - y_{cc}$$

I_s = Momento de inercia de la sección total del sofito metálico.

E3 MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN NO AGRIETADA

La posición del eje neutro es

$$y_{uc} = \frac{0.5b(h_c)^2 + n A_s d + w_r h_r (h - 0.5h_r)(b / S_n)}{b h_c + n A_s + w_r h_r (b / S_n)} \quad (E3.1)$$

El momento de inercia de la sección no agrietada está dado por la fórmula (E3.2) siguiente:

$$I_u = \frac{b (h_c)^3}{12} + b h_c (y_{uc} - 0.5 h_c)^2 + w_r h_r \left[\frac{(h_r)^2}{12} + (h - y_{uc} - 0.5 h_r)^2 \right] \frac{b}{S_n} + n I_s + n A_s (y_{us})^2$$

como se indica en la Figura C-29.2

S_n = separación entre celdas o nervios de sofito.

w_r = Ancho promedio de los nervios de sofito = $0.5(S_n - b_t + b_b)$.

y_{us} = $d - y_{uc}$

E4 MOMENTO DE INERCIA PARA DISEÑO

El momento de diseño será el promedio de los valores obtenidos con las fórmulas (E2.2) y (E32).

$$I_d = \frac{I_c + I_u}{2} \quad (E4.1)$$

APÉNDICE F CALIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS BAJO CARGAS CÍCLICAS DE LAS CONEXIONES VIGA - COLUMNA Y VIGA ESLABÓN - COLUMNA

F1 PROPÓSITO Y ALCANCE

Este Apéndice suministra los requisitos para calificar los ensayos bajo cargas cíclicas de las conexiones viga – columna de los pórticos resistentes a momento y de las conexiones viga eslabón – columna en los pórticos con diagonales excéntricas. El propósito del ensayo descrito en este Apéndice es suministrar la evidencia de que la conexión de momento satisface los requisitos de resistencia y rotación inelástica establecidos en esta Norma. Cuando lo apruebe el ingeniero estructural y lo autorice la autoridad Ad-hoc, se podrán incorporar requisitos alternativos.

Este Apéndice suministra solamente recomendaciones mínimas para las condiciones de ensayos simplificados, pero se podrán realizar ensayos adicionales para demostrar la confiabilidad y el comportamiento satisfactorio de las conexiones de momento durante los movimientos sísmicos de diseño.

En el Apéndice G se definen los términos: prototipo, espécimen de ensayo, dispositivos de ensayo, subensamblaje y rotación inelástica.

F2 SUBENSAMBLAJE DE ENSAYO

El subensamblaje a ensayar deberá reproducir lo más fielmente posible las condiciones que ocurrirán en el prototipo durante la acción sísmica. El subensamblaje a ensayar deberá incorporar las siguientes características:

1. El subensamblaje consistirá al menos de una columna individual con vigas o vigas eslabón en uno o ambos lados de la columna.
2. Los puntos de inflexión en el subensamblaje deberán coincidir aproximadamente con los puntos de inflexión anticipados en el prototipo bajo la acción sísmica.
3. Para suministrar estabilidad lateral al subensamblaje, se colocarán arriostramientos laterales cerca de los puntos de aplicación de las cargas o de las reacciones. No se permitirán arriostramientos laterales adicionales a menos que estos arriostramientos sean usados en el prototipo.

F3 VARIABLES ESENCIALES

El espécimen a ensayar deberá reproducir lo más fielmente posible las propiedades de los materiales así como las condiciones de diseño, detallado y construcción del prototipo.

La rotación inelástica se desarrollará en el espécimen de ensayo por la acción inelástica de los mismos miembros y elementos de conexión que se anticipa ocurra en el prototipo, por ejemplo en la viga o viga eslabón, en la zona del panel de la columna o fuera de esta zona o dentro de los elementos de conexión. La fracción de la rotación inelástica total en el espécimen de ensayo que será desarrollada en cada miembro o elemento de conexión será al menos el setenta y cinco por ciento (75%) de la fracción que se espera será desarrollada por los miembros o elementos de conexión del prototipo.

Las variables que se describen a continuación serán reproducidas en el espécimen de ensayo:

F3.1 Propiedades de los materiales

Cada miembro o elemento de conexión del espécimen de ensayo que suministre rotación inelástica por cedencia deberá cumplir con los siguientes requisitos:

1. La tensión cedente se determinará experimentalmente, como se especifica en el Artículo F6. Para los propósitos de esta Sección no se utilizarán los valores reportados en los certificados de calidad de la acería.
2. La tensión cedente de las vigas no deberá ser inferior a la tensión cedente esperada, F_{ye} , en más del quince por ciento (15%) en el correspondiente elemento del prototipo. Igualmente, la tensión cedente F_y determinada experimentalmente en las columnas y los elementos de conexión no deberá presentar una variación mayor, por exceso o por defecto, del quince por ciento (15%) con respecto al valor de la tensión cedente esperada, F_{ye} , para la calidad de acero a ser usada en los correspondientes elementos del prototipo. La tensión cedente esperada se calculará conforme a la Sección 5.2.2.

F3.2 Tamaño de los miembros

El tamaño de las vigas o vigas eslabón a usar en el espécimen de ensayo estará dentro de los siguientes límites:

- a. La altura de la viga o viga eslabón no será menor que el noventa por ciento (90%) de la altura de la viga o eslabón del prototipo.
- b. El peso por unidad de longitud de la viga o viga eslabón no será menor que el setenta y cinco por ciento (75%) del peso por unidad de longitud de la viga o eslabón del prototipo.

El tamaño de la columna a usar en el espécimen de ensayo deberá representar apropiadamente la acción inelástica en la columna.

La extrapolación más allá de las limitaciones aquí establecidas quedará sujeta a la aprobación de la autoridad Ad-hoc, después de una cuidadosa y calificada revisión.

F3.3 Detalles de conexión

Los detalles de conexión usados en el espécimen de ensayo deberán reproducir tan fielmente como sea posible los detalles de conexión del prototipo. Para los miembros sometidos a ensayos, los elementos de conexión usados en el espécimen de ensayo tendrán el mismo tamaño que en el prototipo.

F3.4 Planchas de continuidad

Tan fielmente como sea posible, las dimensiones y detalles de conexión de las planchas de continuidad usadas en el espécimen de ensayo serán equiparables con las dimensiones y detalles de conexión de las planchas de continuidad usadas en el prototipo.

F3.5 Soldaduras

Las soldaduras del espécimen de ensayo reproducirán tan fielmente como sea posible las soldaduras del prototipo. Adicionalmente, las soldaduras del espécimen de ensayo satisfarán los siguientes requisitos:

1. Las soldaduras se ejecutarán con estricto cumplimiento de las Especificaciones para el Procedimiento de Soldadura exigidas por el código AWS D1.1 vigente. En estas Especificaciones las variables esenciales cumplirán con los requisitos de la AWS D1.1 y estar dentro de los parámetro establecidos por el fabricante del metal de aporte.
2. La resistencia mínima de agotamiento resistente en tracción del metal de aporte usado en el espécimen de ensayo será la misma que será utilizada en las correspondientes soldaduras del prototipo.
3. Los valores mínimos de tenacidad especificados para los ensayos Charpy con ranura del metal de aporte usado en el espécimen de ensayo no excederá los valores mínimos de tenacidad especificados para el metal de aporte a usar en las correspondientes soldaduras del prototipo.
4. Las posiciones de soldadura a usar en las soldaduras del espécimen de ensayo serán las mismas a usar en las correspondientes soldaduras del prototipo.
5. Los detalles de las planchas de respaldo, planchas de extensión, agujeros de acceso, y otros similares usados en la soldaduras del espécimen de ensayo serán los mismos a usar en las correspondientes soldaduras del prototipo. Las planchas de respaldo y las planchas de extensión no serán removidas de las soldaduras del espécimen de ensayo a menos que lo sean en las correspondientes soldaduras del prototipo.
6. Los métodos de inspección, los ensayos no destructivos, y los criterios de aceptación de las soldaduras serán los mismos para el espécimen de ensayo y el prototipo.

F3.6 Pernos

La parte empernada del espécimen de ensayo reproducirá tan fielmente como sea posible la parte empernada del prototipo. Adicionalmente, la parte empernada del espécimen de ensayo cumplirá con los siguientes requisitos:

1. Los pernos a usar en el espécimen de ensayo como en el prototipo serán de la misma calidad.
2. El tipo y orientación de los agujeros de los pernos (estándar, sobreagrandados, de ranura corta, de ranura larga, u otros) serán las mismas en el espécimen de ensayo que en el prototipo.

3. Donde la rotación inelástica se desarrolle por cedencia o por deslizamiento en la porción emperrada de la conexión, tanto en el espécimen de ensayo como en el prototipo se usarán los mismos métodos para abrir los agujeros (taladrados, punzonados o escariados).
4. Los pernos en el espécimen de ensayo y en el prototipo tendrán el mismo método de instalación y de preparación de superficies.

F4 HISTORIA DE CARGA

F4.1 Requisitos generales

El espécimen de ensayo se someterá a cargas cíclicas de acuerdo con el presente Artículo. Se permitirá incrementos adicionales de cargas más allá de lo especificado en la Sección F4.3.

F4.2 Control del ensayo

El ensayo se conducirá controlando el nivel de las deformaciones impuestas al espécimen de ensayo. Cualquier deformación pertinente, δ_y , servirá como control del ensayo. El valor de deformación correspondiente a la primera cedencia significativa, δ_y , se determinará para efectos de control del ensayo y para el análisis de la respuesta esperada del espécimen de ensayo.

F4.3 Secuencia de carga

Las cargas a ser aplicadas en el espécimen de ensayo hasta el final del ensayo, producirán las siguientes deformaciones:

1. Tres ciclos (3) de carga a : $0.25 \delta_y < \delta \leq 0.50 \delta_y$
2. Tres ciclos (3) de carga a : $0.60 \delta_y < \delta \leq 0.80 \delta_y$
3. Tres ciclos (3) de carga a : $\delta = \delta_y$
4. Tres ciclos (3) de carga a : $\delta = 2 \delta_y$
5. Tres ciclos (3) de carga a : $\delta = 3 \delta_y$
6. Dos ciclos (2) de carga a : $\delta = 4 \delta_y$
7. Completado el ciclo de carga de $4 \delta_y$, se podrá continuar el ensayo aplicando ciclos de cargas para producir deformaciones δ iguales a $5 \delta_y$, $6 \delta_y$, $7 \delta_y$, etc.. Dos ciclos de carga se aplicarán en cada incremento de los valores de deformación.

Se permitirán otras secuencias de carga para calificar al espécimen de ensayo cuando pueda demostrarse que tiene una severidad equivalente, como por ejemplo el Protocolo SAC [SAC,1997].

F5 INSTRUMENTACIÓN

El espécimen de ensayo estará suficientemente instrumentado para medir o calcular las variables enumeradas en el Artículo F7.

F6 ENSAYOS DE MATERIALES

F6.1 Ensayos de tracción

Para los propósitos de esta Sección no se permitirá sustituir los ensayos por los resultados de los ensayos de tracción reportados en los certificados de calidad de la acería. Se realizarán ensayos de tracción sobre muestras tomadas del material adyacente a cada espécimen de ensayo, según los métodos descritos en la Sección F6.2. Los ensayos a realizar y reportar serán de las siguientes porciones del espécimen de ensayo:

1. Ala (s) y alma (s) de vigas y columnas en zonas estándar.
2. En cualquier elemento de la conexión que suministre rotación inelástica por cedencia.

F6.2 Métodos de ensayos a tracción

Los ensayos de tracción se realizarán conforme a la Norma venezolana COVENIN 299-89 *Materiales metálicos. Ensayos de tracción*. La tensión cedente, F_y , a ser reportada será el valor que se obtenga del gráfico tensión-deformación correspondiente a una deformación unitaria de 0.002.

La velocidad de carga en el ensayo de tracción deberá reproducir, tan fielmente como sea posible, la velocidad de carga a ser usada en el espécimen de ensayo.

Para los propósitos de esta Sección no se permitirá sustituir los resultados de ensayos de tracción reportados en los certificados de calidad de la acería.

F7 INFORME DEL ENSAYO

Para cada uno de los especímenes ensayados se producirá un informe escrito que reportará cabalmente todos los aspectos claves y resultados del ensayo, incluyendo como mínimo la siguiente información, sin que ello limite la incorporación de cualquier dibujo, dato y discusión adicional:

1. Dibujos o descripción clara del subensablaje de ensayo, incluyendo las dimensiones claves, condiciones de apoyo en los puntos de aplicación de cargas o reacciones, y ubicación de los arriostramientos laterales.
2. Dibujos de los detalles de la conexión, mostrando las dimensiones de los miembros, calidades de los aceros, dimensiones de todos los elementos de conexión, detalles de soldaduras incluyendo el metal de aporte, el tamaño y ubicación de los agujeros para pernos, el tamaño y la calidad de los pernos, así como cualquier otro detalle pertinente de la conexión.

3. La lista de todas variables esenciales para el espécimen de ensayo, y cualquier otra no contemplada en la Sección F3.
4. La representación gráfica o tabla de valores que muestre la aplicación de carga o la historia de los desplazamientos en el espécimen de ensayo.
5. Gráfico carga aplicada versus desplazamientos en el espécimen de ensayo. Los desplazamientos reportados serán medidos cerca o en el punto de aplicación de la carga. Se indicará claramente la localización sobre el espécimen de ensayo donde se midieron las cargas y los desplazamientos.
6. Gráfico momento en la viga versus rotación inelástica total. Tanto el momento como la rotación inelásticas estarán referidos a la cara de la columna.
7. La rotación inelástica total desarrollada por el espécimen de ensayo. Se identificará la contribución de la cedencia o del deslizamiento en la rotación inelástica total. Igualmente se reportará la porción en que cada componente del espécimen ensayado contribuyó a la rotación inelástica total. Los métodos para el cálculo de la rotación inelástica deben ser expuestos claramente.
8. Se incluirá una lista cronológica de las observaciones más importantes durante el desarrollo del ensayo, tales como cedencia, deslizamiento, inestabilidad y fractura de cualquier parte del espécimen de ensayo.
9. El modo de falla que controla el espécimen de ensayo. Si el ensayo concluye antes de la falla, se reportará detallará el motivo.
10. Los resultados de los ensayos de materiales, especificados en el Artículo F6.
11. Las especificaciones del procedimiento de soldadura y los reportes de la inspección de soldaduras.

F8 CRITERIO DE ACEPTACIÓN

Para cada conexión, se requerirá que al menos dos ensayos para cada condición del prototipo mantengan las variables esenciales, enunciadas en el Artículo F3, dentro de los límites requeridos. Ambos ensayos satisfarán los criterios estipulados en los Capítulos 11 y 15 para cada Nivel de Diseño. Para satisfacer los requisitos de rotación inelástica, cada espécimen de ensayo mantendrá los requisitos de rotación al menos durante un ciclo de carga completo.

APÉNDICE G DEFINICIONES

A continuación se define el significado de los términos de uso general en esta Norma y cuya acepción no se encuentra o puede diferir de la definición empleada en las otras Normas venezolanas COVENIN – MINDUR, como por ejemplo las 2002-88 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* y 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. Como criterios, complemento y referencia principal véase la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98 *Terminología de las Normas COVENIN - MINDUR de Edificaciones*.

Las palabras subrayadas señalan términos de este vocabulario. El equivalente en inglés que se anexa entre paréntesis al final de cada definición aporta otra voz de referencia con la intención de facilitar la comunicación internacional, porque en algunos casos nuestra definición puede diferir del significado dado en otras normas extranjeras.

acción inelástica. Deformación permanente en el material y que por lo tanto no desaparece cuando cesa la causa que lo ha producido (*inelastic action*).

acción mixta parcial. Cuando la resistencia a flexión del miembro mixto acero - concreto está controlada por la resistencia al cortante de los conectores de corte (*partially composite action*).

acción mixta total. El perfil de acero y el concreto se mantienen adheridos mediante suficientes conectores de corte de manera de actuar como una sola unidad capaz de desarrollar la totalidad de la resistencia a flexión del miembro mixto acero - concreto (*fully composite action*).

acero. Aleación hierro – carbono, con un contenido máximo de carbono del dos por ciento (2%) (*steel*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, *hierro*.

acero resistente a la corrosión atmosférica. Un tipo de acero estructural de alta resistencia y baja aleación que puede ser expuesto al medio ambiente normal (no marino) y a la vista de peatones y ocupantes sin ningún tipo de pintura protectora. Este acero desarrolla una pátina protectora a una velocidad decreciente en el tiempo (*weathering steel*).

análisis elástico. La determinación de las solicitaciones en los miembros y sus conexiones suponiendo un comportamiento elástico lineal del material (*elastic analysis*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, *solicitaciones, lineal*.

análisis plástico. La determinación de las solicitaciones en los miembros y sus conexiones suponiendo un comportamiento rígido-plástico, por ejemplo, que el equilibrio se satisface en toda la estructura y la cedencia no es excedida en ninguna parte de la misma. Puede ser necesario considerar los efectos de segundo orden (*plastic analysis*).

ancho efectivo. El ancho reducido de una sección ficticia que bajo ciertas hipótesis de cálculo simplificadoras produce la misma respuesta que la sección real sometida a un estado complejo de tensiones (*effective width*).

ángulo de rotación del eslabón. Es el ángulo entre el eslabón y la viga colectora en régimen plástico, cuando la deriva total del entrepiso se ha calculado con conforme a la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes (link rotation angle)*.

aplastamiento local del alma. La falla local de una plancha del alma en la vecindad de una carga o reacción concentrada (*web crippling*).

armaduras. Conjunto de barras, alambres u otros elementos delgados que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con éste (*reinforcement*). No se use en lugar de celosía. Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

arriostramiento diagonal. Miembros estructurales inclinados que soportan primordialmente carga normal y que se emplean para permitirle a un pórtico estructural que actúe como una celosía para resistir las cargas horizontales (*diagonal bracing*).

arriostramiento relativo. Arriostramiento que controla la deriva entre dos niveles consecutivos o entre puntos a lo largo de columnas o vigas (*relative bracing*).

arriostramiento nodal. Arriostramiento discreto o puntual que controla el movimiento del punto arriostrado en una viga o columna (*nodal bracing*).

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 (*assurance, quality assurance*).

biela. Un tipo particular de miembros traccionado conectado con pasador. El miembro será de espesor uniforme con extremos o cabezas forjadas o cortadas a soplete con un ancho mayor que el del cuerpo. Las bielas se dimensionarán de tal manera que la resistencia del cuerpo y las cabezas extremas sean aproximadamente las mismas (*eyebars*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

bifurcación. El fenómeno por el cual un miembro comprimido perfectamente recto puede tomar una posición desviada o permanecer en posición desviada, o una viga flexionada que puede o desviarse y girar fuera de su plano o permanecer en su plano en una posición flectada (*bifurcation*).

borde del filete. Punto de terminación del filete de soldadura o del filete de una sección laminada (*toe of the fillet*).

calidad. Conjunto de propiedades o características de un producto o servicio que le confiere su aptitud para satisfacer necesidades expresadas o implícitas (*quality*).

campo de tracciones diagonales (acción del). El comportamiento bajo fuerzas cortantes de un panel de viga armada, en el cual se desarrollan tensiones de tracción diagonal en el alma y fuerzas de compresión en los rigidizadores transversales, de una manera análoga a lo que sucede en una celosía del tipo Pratt (*tension-field action*).

capacidad de rotación. Es el incremento de rotación angular que un dado perfil es capaz de soportar antes de una falla local. La capacidad de rotación se define como $R = (\theta_u / \theta_p) - 1$ donde θ_u es la rotación total obtenida bajo el estado de solicitaciones mayoradas y θ_p es la rotación idealizada correspondiente a la teoría elástica aplicada al caso de $M = M_p$ (*rotation capacity*).

carga crítica. La carga que produce el fenómeno de bifurcación, calculada mediante un análisis teórico de estabilidad (*critical load*).

carga de Euler. La carga crítica de una columna perfectamente recta, con extremos articulados y cargada en su eje baricéntrico (*Euler load*).

carga de pandeo. La carga para la cual un miembro comprimido perfectamente recto adopta una posición deformada (*buckling load*).

carga límite de estabilidad. Carga (teórica) máxima que en una estructura, miembro o elemento estructural, puede soportar cuando se incluyen efectos de inestabilidad de segundo orden (*stability limit load*).

carga plástica límite. La carga máxima que se alcanza cuando se ha formado un número suficiente de zonas cedentes a fin de permitir que la estructura se deforme plásticamente sin incremento de carga adicional. esta es la mayor carga que una estructura puede soportar, cuando se supone plasticidad perfecta y cuando se desprecian factores tales como la inestabilidad, efectos de segundo orden, endurecimiento por deformación o fractura (*plastic limit load*).

cartela. Véase plancha de nodo.

ciclo de carga completa. Un ciclo de rotación tomado entre fuerzas cero, incluyendo un pico positivo y un pico negativo.

columna. Miembro estructural utilizado principalmente para soportar la carga normal de compresión acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos tres (3) veces su menor dimensión lateral (*column*).

columna dependiente. Columna que solo soporta cargas gravitacionales, y cuyas conexiones (conexiones flexibles) a un pórtico no suministran resistencia a las cargas laterales (*leaning column*).

columna en bayoneta. Una columna en el cual el cambio de una sección transversal a otra ocurre de manera abrupta en un punto dentro de la longitud de la columna (*stepped column*).

compuestos. Dícese de las secciones o miembros constituidos por dos o más planchas y/o perfiles unidos entre sí de manera que trabajen en conjunto (*built-up members*). El caso particular de las vigas armadas tiene una definición y un tratamiento especial. Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

concentración de tensiones. Tensiones localizadas cuya intensidad es mucho mayor que el promedio (aún en secciones de espesor constante cargadas uniformemente) debido a cambios abruptos en la geometría o cargas localizadas (*stress concentration*).

conectores de corte. Planchas, espárragos soldados, pernos, y otros perfiles de acero embutidos en el concreto y dispuestos transversalmente a la dirección de la fuerza de corte para transmitir el cortante producido en el concreto por aplastamiento local en la interfase conector de corte - concreto (*shear lugs*).

conexión. Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros (*connection*).

conexión de aplastamiento. Conexión en la cual las fuerzas cortantes se transmiten por aplastamiento entre las planchas y los pernos, induciendo corte en éstos. Las planchas pueden deslizarse entre sí al ser cargada la conexión (*bearing connection*).

conexión de deslizamiento crítico. Conexión empernada en la cual las fuerzas cortantes se transmiten exclusivamente por la fuerza de fricción desarrollada entre las planchas debido al apriete de los pernos. Las planchas no deben deslizarse entre sí al cargar la conexión (*Slip-critical connection*).

conexión flexible. Una conexión que permite una parte, pero no toda, de la rotación que ocurriría en el extremo de una viga si estuviese simplemente apoyada (*flexible connection*).

conexión rígida. Conexión con rigidez suficiente para mantener los ángulos entre los miembros interceptantes (*fully restrained*).

conexión semirrígida. Conexión con rigidez insuficiente para mantener los ángulos entre los miembros interceptantes (*partially restrained*).

control de calidad. Comprende las técnicas y actividades operativas que tienen por objeto tanto el seguimiento de un proceso, como la eliminación de las causas de desempeños no satisfactorios en todas las fases del ciclo de la cantidad con el fin de obtener los mejores resultados económicos (*quality control*).

cordón de soldadura. Soldadura depositada en una o varias pasadas (*weld bead*).

corrosión. Oxidación destructiva de un metal o aleación por el medio que lo rodea (*corrosion*).

corrosión atmosférica. Corrosión de un metal o aleación por agentes químicos presentes en la atmósfera, generalmente al aire libre (*weathering corrosion*).

corrosión galvanica. Corrosión del acero debido al contacto eléctrico con otro metal de potencial eléctrico diferente y expuestos al mismo medio (*galvanic corrosion*).

corte por fricción. Fricción entre el componente embutido y el concreto que transmite carga cortantes. El desplazamiento relativo en el plano de corte se considera resistido por corte por fricción de los anclajes localizados perpendicularmente al plano de corte (*shear friction*).

criterio de cedencia de Von Mises. Teoría que establece que la acción inelástica en cualquier punto de un cuerpo bajo cualquier combinación de tensiones comienza solo cuando se igualan la energía de deformación de distorsión por unidad de volumen absorbida en ese punto con la energía de deformación de distorsión por unidad de volumen en cualquier punto de una barra simple traccionada hasta el límite elástico bajo un estado uniaxial de tensiones. A este criterio también se le denomina teoría de la máxima energía de deformación por distorsión. De acuerdo con este criterio, la cedencia por corte ocurre a 0.58 veces la resistencia de cedencia (*Von Mises yield criterion*).

curva de resistencia de columna. Una curva que expresa la relación entre la resistencia a carga normal de la columna en función de su relación de esbeltez (*column curve*).

curvatura. La rotación por unidad de longitud debida a flexión (*curvature*).

curvatura simple. La deformada de un miembro flectado y la cual no presenta un punto de inflexión interior (*single curvature*).

deformación plástica. La diferencia entre la deformación total y la deformación elástica (*plastic strain*).

deformación por endurecimiento. En aquellos aceros estructurales que tiene una relación tensión - deformación plana en la región plástica, el valor de deformación correspondiente al inicio del endurecimiento por deformación (*strain-hardening strain*).

desgarramiento laminar. Separación que ocurre en el metal base altamente restringido y causada por las tensiones existentes en todo el espesor debidas a la retracción del metal de soldadura adyacente (*lamellar tearing*).

desplazamiento lateral. El movimiento lateral de una estructura bajo la acción de cargas laterales, cargas verticales asimétricas, o propiedades asimétricas de la estructura (*sideways*).

desplazamiento por pandeo lateral. El modo de pandeo de un pórtico de múltiples entrepisos precipitada por el desplazamiento relativo de los nodos que conducen a la falla por desplazamiento lateral del pórtico (*sideways buckling*).

directriz. Lugar geométrico de los baricentros de las secciones transversales de un miembro (*member center line*)

diseño límite. Un método para el diseño de estructuras para múltiplos de las condiciones de servicio previstas, referido a un límite elegido de utilidad estructural. El límite de utilidad estructural puede ser un límite plástico o elástico, de estabilidad, de fatiga o un límite de deformación (*limit design, load factor design*).

diseño plástico. Un método de diseño para pórticos y vigas de acero continuas que define el límite de utilidad estructural como la carga máxima resistente o de agotamiento. El término plástico proviene del hecho de que la carga máxima se calcula considerando el comportamiento del acero en su dominio plástico (*plastic design*).

dispositivo de ensayo. Comprende todos los dispositivos de soporte y de carga del espécimen de ensayo, tales como los equipos para introducir las cargas, las fijaciones y los soportes laterales (*test setup*).

dobles curvatura. Una condición de flexión en el cual los momentos en los extremos del miembro provocan que la deformada del miembro adopte la forma de S (*reverse curvature*).

documentos del diseño estructural. Véase documentos del proyecto.

documentos del proyecto. Los planos, dibujos y detalles, memoria descriptiva y especificaciones preparados por el ingeniero estructural (*structural design documents*).

eje débil. El eje menor principal de una sección transversal (*weak axis*).

eje fuerte. El eje principal mayor de una sección transversal (*strong axis*).

elasto-perfectamente plástico. Un material modelado mediante un diagrama idealizado tensión - deformación que varía linealmente entre el punto de tensión cero y el punto cedente del material, y luego, a partir del punto cedente incrementa sus deformaciones sin incremento posterior de las tensiones (*elastic-perfectly plastic*).

embutido. Un componente de acero vaciado en una estructura de concreto y el cual es usado para transmitir las cargas externamente aplicadas a la estructura por medio de aplastamiento, corte, adherencia, fricción o cualquiera de sus combinaciones. El componente embutido puede ser fabricado con planchas de acero estructural, perfiles, barras, pernos, tubos, espárragos, barras de refuerzo para el concreto, conectores de corte o cualquiera de sus combinaciones (*embedment*).

empalme. La conexión entre dos elementos estructurales unidos en sus extremos para formar un solo y más largo elemento (*splice*).

endurecimiento por deformación. Fenómeno que exhiben los aceros dúctiles, y que consiste en que después de alcanzar una gran deformación, justo después del punto cedente, exhiben la capacidad de resistir cargas sustancialmente mayores que aquella que produjo la cedencia inicial (*strain hardening*).

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 (*stud*).

especimen de ensayo. Parte de una estructura usada en ensayos de laboratorio para intentar modelar el prototipo (*test specimen*).

estado límite de resistencia. La condición límite que afecta la seguridad de la estructura, y en la cual se alcanza la capacidad de agotamiento resistente (*strength limit state*).

estado límite de servicio. Condición límite que afecta la capacidad de la estructura de preservar su apariencia, mantenimiento, durabilidad, confort de sus ocupantes o función de maquinarias bajo condiciones normales de ocupación y uso (*serviceability limit state*).

estructura de acero embutida. Un pórtico de acero en el cual todos los miembros individuales del pórtico están totalmente embutidos en el concreto vaciado en obra (*encased steel structures*).

estructura temporal. Término general para cualquier construcción provisional capaz de soportar cargas de construcción, y que una vez cumplida su función se suprime antes o después que se completa la construcción para que no forme parte permanente del sistema estructural (*temporary structure*).

factor de amplificación. En un miembro comprimido normalmente comprimido es un factor multiplicador de los valores de momento o de la deformada en la longitud no arriostrada con el fin de obtener valores que reflejen los generados por la excentricidad de la carga axial aplicada al miembro (*amplification factor*).

factor de forma. La relación entre el momento plástico respecto al momento cedente, o la relación entre el módulo plástico de la sección respecto a su módulo de sección (*shape factor*).

factor de longitud efectiva. La relación entre la longitud efectiva y la longitud no arriostrada de un miembro medida entre los baricentros de los miembros de arriostramiento (*effective length factor*).

fatiga. Fenómeno de fractura que resulta de la aplicación cíclica de tensiones (*fatigue*).

fatiga de alto ciclaje. Falla que resulta para más de 20 000 aplicaciones de tensiones cíclicas (*high-cycle fatigue*).

fatiga de bajo ciclaje. Fractura resultante de un recorrido relativamente alto bajo un número pequeño de ciclos de carga (*low-cycle fatigue*).

filete. Transición curva y angosta entre dos superficies que se cortan por lo general perpendicularmente (*fillet*).

flexión desviada. Dícese cuando la flexión requiere expresarse con dos coordenadas, en vez de una sola como en la flexión simple, usualmente respecto a dos ejes principales ortogonales (*biaxial bending*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, *diagrama de interacción*.

formado en frío. Dícese de los miembros de acero formados sin la aplicación de calor (*cold formed members*).

fórmula de Euler. Fórmula matemática que expresa el valor de la carga de Euler en términos del módulo de elasticidad, el momento de inercia de la sección transversal y la longitud de la columna (*Euler formula*).

fractura frágil. Una rotura abrupta con poca o ninguna deformación dúctil previa (*brittle fracture*)

fuerza. Término genérico para significar fuerza normal, momento flector, momento torsor y cortes (*force*).

fundente. Material usado para proteger el arco eléctrico, proporcionar elementos de aleación, facilitar la remoción de óxidos u otras sustancias indeseables, y proteger la soldadura durante su enfriamiento (*flux*).

fusión incompleta. Pérdida de la unión entre el material de aporte fundido y el metal base en el área prescrita (*incomplete fusion*).

galvanización en caliente. Recubrimiento del acero por inmersión en un baño de zinc fundido (*hot dip galvanizing*).

garganta. En una soldadura de filete, la garganta teórica es la distancia desde la raíz del cordón a la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo que puede inscribirse en la sección transversal de la soldadura (*throat*).

híbrido. Viga de acero fabricada con alas cuya resistencia cedente mínima especificada es mayor que la correspondiente al alma. Cuando la tensión máxima en el ala es menor o igual a la tensión cedente del alma, la sección se considera homogénea (*hybrid member*).

hipótesis de solicitaciones. Combinaciones de las solicitaciones previstas multiplicadas por sus factores de mayoración (*load combinations*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, solicitaciones, resistencia, acciones.

inclusiones. Material no metálico atrapado en el metal sólido (*inclusions*).

inestabilidad. Condición que se alcanza al cargar un elemento, miembro o estructura comprimida, en la cual deformaciones progresivas resultan en una disminución de la capacidad de carga (*instability*).

junta. Área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes, y que incluye las planchas, angulares, pernos, remaches y soldaduras empleados. Se clasifican en juntas soldadas y juntas empernadas (*joint*).

junta de deslizamiento crítico. Junta empernada en la cual las fuerzas cortantes se transmiten exclusivamente por la fuerza de fricción desarrollada entre las planchas debido al apriete de los pernos (*slip critical joint*).

límite inferior de carga. La carga calculada del diagrama de momentos en equilibrio y en el cual los momentos son menores que M_p , el cual a su vez es menor o igual a la verdadera carga de agotamiento (*lower bound load*).

límite superior de carga. La carga calculada a partir de un determinado mecanismo supuesto, y la cual siempre será igual o mayor que la verdadera carga de agotamiento (*upper bound load*).

longitud efectiva. La longitud equivalente usada en las fórmulas de compresión para calcular la resistencia de una columna (*effective length*).

longitud efectiva de una soldadura. Longitud de soldadura a lo largo de la cual existe su sección transversal tal como ha sido dimensionada. En soldaduras curvas se medirá a lo largo de la mediatriz de la garganta (*effective length of weld*).

longitud no arriostrada (no soportada). La distancia entre secciones arriostradas consecutivas de un miembro, medida entre los baricentros de los miembros de arriostramiento (*unbraced length*)

LRFD. Acrónimo de *Load Resistance Factor Design*. Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

mecanismo. Un sistema articulado capaz de deformarse sin un incremento finito de la carga. Se usa en el sentido particular de que la vinculación puede incluir articulaciones reales y/o plásticas (*mechanism*).

mecanismo combinado. Un mecanismo determinado por procedimientos de análisis plástico el cual combina vigas, panel y mecanismo de juntas (*combined mechanism*).

mecanismo plástico. Véase mecanismo (*plastic mechanism*).

medio de unión. Término genérico para soldaduras, pernos, remaches u otros dispositivos de unión (*fastener*).

meseta de cedencia. La porción de la curva tensión - deformación en un miembro uniaxialmente comprimido o traccionado en el cual las tensiones permanecen esencialmente constante durante el período que las deformaciones se incrementan sustancialmente (*yield plateau*).

metal base. El metal a ser soldado o cortado (*base metal*).

metal de aporte. Metal que se añade al efectuar una soldadura (*filler metal*).

metal soldado. Aquella parte del metal que se ha fundido durante el proceso de soldadura. está constituido por el metal base y de aporte en diversas proporciones (*weld metal*).

método de las tensiones admisibles. Método para diseñar estructuras basado en cargas de servicio o de utilización previstas, tal que las tensiones calculadas no excedan los valores límites previstos (*ASD, allowable stress design*).

método de los mecanismos. Un método del análisis plástico en el cual el equilibrio entre las fuerzas externas y las rótulas plásticas internas se calcula sobre la base del mecanismo. La carga de falla determina entonces un límite superior (*mechanism method*).

método del giro de la tuerca. Procedimiento mediante el cual la pretracción especificada para los pernos de alta resistencia se controla mediante la rotación de la llave una determinada cantidad después que las tuercas se han llevado a la condición de apriete ajustado (*turn of-nut method*).

miembro de apoyo lateral. Miembro diseñado para impedir el pandeo lateral o el lateral torsional de los miembros principales de un pórtico (*lateral support member*).

miembro de arriostramiento lateral. Un miembro utilizado individualmente o como componente de un sistema de arriostramiento lateral para prevenir el pandeo de los miembros o elementos y/o resistir las cargas laterales (*lateral bracing member*).

mixto. Dícese de los miembros constituidos por perfiles metálicos y concreto reforzado unidos estructuralmente de manera que trabajen en conjunto (*mixed, composite*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

módulo plástico. El módulo de resistencia a la flexión de una sección que ha cedido completamente; es la suma de los momentos estáticos respecto al eje neutro de las áreas (*plastic modulus*).

módulo tangente. Para cualquier nivel de tensiones, la pendiente de la curva tensión - deformación de un material en el rango inelástico, tal como se determina en el ensayo a compresión de pequeños especímenes bajo condiciones controladas (*tangent modulus*).

momento cedente. En un miembro sometido a flexión, el momento para el cual una fibra extrema primero alcanza la cedencia (*yield moment*).

momento de agotamiento. Momento resistente máximo de una sección cuando se supone un comportamiento elastoplástico perfecto del material, tal como es usual en acero, es igual al momento plástico (*ultimate moment*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, *momento último*.

momento de inercia efectiva. El momento de inercia de la sección transversal de un miembro que permanece elástica mientras ocurre su plastificación parcial, usualmente bajo la combinación de tensiones residuales y tensiones aplicadas. También, el momento de inercia basado en los anchos efectivos de los elementos que pandean localmente. También, el momento de inercia usado en el diseño de miembros de sección mixta con acción mixta parcial. (*effective moment of inertia*).

momento plástico. El momento resistente de una sección que ha cedido completamente (plastic moment). Véase momento de agotamiento (*plastic moment*).

nivel de tensiones cedentes. Es una resistencia cedente particular que corresponde a la tensión promedio durante la cedencia en el dominio plástico, definida como la tensión determinada en un ensayo en tracción cuando la deformada alcanza 0.005 (*yield stress level*).

nodo. La zona completa de intersección de columnas y vigas, incluyendo las planchas de continuidad y las planchas adosadas. El nodo comprende las conexiones (*connection assembly, node*).

pandeo de pórtico. La condición bajo la cual ocurre el fenómeno de bifurcación en un pórtico. (*frame buckling*).

pandeo flexotorsional. Modo de pandeo en el que un miembro comprimido puede flectarse y girar simultáneamente sin cambios en su sección transversal (*flexural-torsional buckling*).

pandeo lateral (o pandeo lateral -torsional). Pandeo de un miembro que implica flecha lateral y torcimiento (*lateral buckling, lateral-torsional buckling*).

pandeo local. El pandeo de un elemento comprimido de un miembro que puede provocar la falla prematura de todo el miembro. Las líneas de unión entre los elementos permanecen rectas y el ángulo entre los elementos no cambia (*local buckling*).

pandeo local inelástico del alma. La falla local del alma de una viga en la zona adyacente a una carga concentrada o reacción (*web crippling*).

par de fuerzas concentradas. Dos fuerzas iguales y opuestas que forman un par del mismo lado del miembro cargado (*double concentrated forces*).

pasador. Elemento de unión no roscado (*pin*).

penetración completa. Dícese de la soldadura en la cual el metal soldado llena completamente la ranura y se fusiona al metal base a través de todo su espesor (*complete joint penetration, complete penetration*).

perfil. Designación genérica de los miembros de acero estructural. El término *viga* utilizado incorrectamente por los fabricantes y distribuidores de productos de acero es un error conceptual, por cuanto asigna a priori su destino estructural. Esta puede ser una de las razones para que se oiga a no profesionales confundir *viga* con *columna* (*shape*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, *viga U*.

plancha cortada a soplete. Una plancha cuyos bordes longitudinales han sido obtenidos por oxicorte de una plancha de mayores dimensiones (*flame-cut plate*).

planchas de ajuste. Planchas o pletinas de ajuste (*shims*).

plancha de apoyo frontal. Rigidizador usualmente fijado a las vigas de acero estructural que son embebutidas en columnas o muros de concreto reforzado. Las planchas se localizan en la cara del miembro de concreto para suministrar confinamiento y para transferir al concreto las fuerzas de aplastamiento directo (*face bearing plates*).

planchas de continuidad. Rigidizadores transversales colocados entre las alas de la columna, en los límites superior e inferior de la zona de panel (*continuity plates*).

plancha de cubierta. Plancha que se conecta o suelda a los elementos ya existentes de las alas de los miembros de acero para reforzarlos (*cover plate*). Evítense usar cubreplacas.

plancha de enlace. Plancha rígidamente conectada a los componentes paralelos de una sección compuesta y diseñada para transmitir cortante entre ellos (*batten plate*).

plancha de nodo. Plancha metálica que se coloca en las conexiones de las celosías para unir sus miembros. También se le llaman cartelas (*gusset plate*).

plancha de relleno. Pieza metálica que se coloca entre dos perfiles para mantener su separación y conseguir el debido apriete cuando han de ser unidos por pernos o remaches (*filler*).

plancha de respaldo. Pletina que se coloca en la raíz de una junta para soportar el metal fundido mientras se solda (*backing plate*).

plancha laminada. Plancha cuyos bordes longitudinales han sido conformados por rodillos durante el proceso de su laminación. En inglés se designan como planchas UM, Universal Mill (*universal mill plate*).

plastificación. El proceso de cedencia sucesivo de las fibras de la sección transversal de un miembro a medida que el momento flector se incrementa (*plastification*).

pórtico arriostrado. Pórtico en el cual la resistencia a las cargas laterales o a la inestabilidad se suministra por medio de diagonales, sistemas de arriostramientos en forma V o Λ u otros sistemas auxiliares (*braced frames*).

pórtico con arriostramientos concéntricos. Pórtico arriostrado en el cual todos los miembros del sistema de arriostramiento están sometidos fundamentalmente a fuerzas normales (*concentrically braced frame, CBF*).

pórticos con arriostramientos en V. Pórticos con arriostramientos concéntricos en el cual el par de arriostramientos diagonales dispuestos por encima o por debajo una viga se conectan en un mismo punto dentro de la luz libre de la viga. Cuando las diagonales intersectan a la viga desde arriba, el arriostramiento se designa como de arriostramientos en V invertida (*V braced frame*).

pórticos con arriostramientos en X. Pórticos con arriostramientos concéntricos que se cruzan cerca de la mitad de la longitud de los arriostramientos. También se llama pórticos con cruces de San Andrés, (*X braced frames*).

pórticos con arriostramientos en Y. Pórticos con arriostramientos excéntricos en el cual el alma de la Y es la viga eslabón del sistema de arriostramiento con diagonales excéntricas (*Y braced frame*)

pórticos con arriostramientos excéntricos. Pórticos arriostrados mediante diagonales en el que por lo menos un extremo de cada arriostramiento está conectado a la viga a una corta distancia de una conexión viga - columna o de otra conexión viga - arriostramiento (*eccentrically braced frame, EBF*).

pórtico espacial. Pórtico cuyo análisis y diseño se realiza en tres dimensiones (*space frame*).

pórtico inestable. Condición bajo la cual la deformada de un pórtico incrementa su flecha lateral bajo un sistema de cargas aplicadas monotónicamente hasta alcanzar un valor máximo denominado carga del límite de estabilidad, después de la cual el pórtico continua deformándose sin que se incremente la carga (*frame instability*).

pórtico no arriostrado. Pórtico en el cual la resistencia a las cargas laterales se suministra únicamente por medio de la resistencia a flexión de los miembros del pórtico y sus conexiones (*unbraced frame*).

pórtico plano. Pórtico cuyo análisis y diseño se realiza en dos dimensiones (*plane frame*). En inglés, cuando el pórtico es de un solo vano, como los pórticos transversales de los puentes de tuberías y algunos puentes de carretera se les denomina *bent* para diferenciarlos de los pórticos (*frames*) que constituyen el conjunto de pórticos en la dirección longitudinal.

pórtico resistente a momento. Pórtico en el cual las fuerzas cortantes sísmicas son resistidas por el corte y la flexión en sus miembros y nodos (*moment frame*).

pórtico rígido. Estructura en el que las conexiones mantienen la relación angular entre las vigas y las columna (*rigid frame*).

pórtico soportado. Pórtico cuya resistencia a cargas laterales o su estabilidad depende de los pórticos adyacentes, arriostrados o no arriostrados. La transferencia de carga frecuentemente se hace mediante la acción de diafragma de los sistemas de pisos o de techos o mediante arriostramientos concéntricos en el plano del techo (*supported frame*).

preparación de borde. Contorno del borde de una pieza preparada especialmente para ser soldada (*edge preparation*).

presilla. Plancha mediante la cual se unen los perfiles metálicos para formar miembros compuestos (*tie plate*).

procedimiento de soldadura. Comprende los materiales, métodos detallados y prácticas utilizadas en la soldadura de una unión particular (*welding procedure, joint welding procedure*).

probeta de columna. Un espécimen corto de columna, lo suficientemente largo para ser usado en la medición de las relaciones tensión - deformación de la sección transversal completa, y suficientemente corto como para evitar el pandeo como columna en los rangos elásticos y plástico (*stub column*).

propiedades de la sección. Conjunto de propiedades inherentes a la geometría, composición y distribución de los materiales de una sección, tales como módulos de sección, tensor de inercia, módulos plásticos, relaciones ancho/espesor, etc. (*sections properties*).

prototipo. Comprende los detalles de diseño y aspectos relevantes de la construcción a ser usados en la edificación real, tales como propiedades de los materiales, las dimensiones de los miembros, las conexiones, etc (*prototype*).

raíz del ala. Porción sobre el alma del radio de transición entre el ala y la soldadura que la une al alma. Es la distancia d_f medida desde la cara exterior del ala (*root of flange*).

recorrido de tensiones. Diferencia algebraica entre los valores máximos y mínimo de las tensiones a que un miembro está sometido bajo cargas cíclicas (*stress range*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

redistribución de momentos. Proceso que resulta en una formación sucesiva de rótulas plásticas hasta que se alcanza la carga máxima. Como resultado de la formación de rótulas plásticas, las partes menos tensionadas de la estructura pueden absorber un incremento de momentos (*redistribution of moments*).

rejilla. Sistema de triangulación de elementos que se utiliza para unir los componentes de un miembro compuesto (*lacing*).

relación de aspecto. En cualquier configuración rectangular, el cociente de la dimensión más larga entre la más corta (*aspect ratio*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

relación de esbeltez. La relación entre la longitud efectiva de una columna respecto a su radio de giro, ambos referidos al mismo eje de flexión (*slenderness ratio*).

relación torque-tensión. Término aplicado a la llave de impacto usada para producir la pretracción especificada para los pernos de alta resistencia (*torque -tension relationship*).

remate . Continuación de una soldadura de filete alrededor de una esquina de una pieza como una extensión del cordón principal (*end return, boxing*).

resistencia teórica. Resistencia calculada según las hipótesis y parámetros normativos correspondientes al agotamiento resistente, antes de aplicar ningún factor de reducción de resistencia (*nominal strength*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

resistencia minorada. Resistencia nominal multiplicada por un factor de minoración de la resistencia teórica ϕ . (*design strength*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

resistencia a corte del eslabón. El menor valor de la resistencia minorada al corte desarrollada en la viga eslabón por momento o por corte (*link shear design strength*).

resistencia de post-pandeo. La carga que puede ser soportada por un miembro o plancha luego que ha pandeado (*post-buckling strength*).

respaldo para soldar. Material (sea metal base, metal soldado, asbesto, carbono, fundente granular, gas, etc) que se coloca en la raíz de una junta para soportar el metal fundido mientras se suelda (*backing*).

revenido. Dícese del acero que ha sido sometido a un proceso consistente en recalentar un acero normalizado o endurecido por templado a una temperatura por debajo del dominio de transformación, y luego enfriado a una velocidad deseada (*tempered*).

revestimientos. La cobertura exterior de los componentes estructurales de una edificación (*cladding*).

rigidez. La resistencia a la deformación de un miembro o estructura medida como la razón entre la fuerza aplicada dividida por el correspondiente desplazamiento (*stiffness*).

rigidez efectiva. La rigidez de un miembro calculada con los momentos de inercia efectivos de su sección transversal (*effective stiffness*).

rigidizador Elemento, usualmente una plancha o ángulo, que se fija a un miembro para aumentar su rigidez y estabilidad o resistencia al pandeo local (*stiffener*).

rotación inelástica. En pórticos con arriostramientos excéntricos, el cambio permanente en el valor del ángulo medido en el punto de intersección de la recta que conecta el eje baricéntrico de la viga o viga eslabón en el punto de inflexión con el centroide de la conexión en la cara de la columna. Experimentalmente se calculará a partir del análisis de las deformaciones en el espécimen de ensayo. Para fines de diseño se descontará la porción del ángulo debida a la cedencia previa de la viga (*inelastic rotation of beam-to-column connection*).

sección compacta. Es una sección transversal que desarrolla la distribución plástica de las tensiones con una capacidad de rotación de aproximadamente tres antes de experimentar pandeo local prematuro en su dominio inelástico (*compact section*).

sección esbelta. La sección transversal de un miembro que por poseer elementos esbeltos puede experimentar pandeo local en el rango elástico (*slender-element section*).

sección no compacta. Secciones cuyos elementos puede desarrollar tensiones cedentes en compresión antes de que ocurra el pandeo local, pero incapaces de resistir el pandeo local inelástico en los niveles de deformación requeridos para una total distribución de las tensiones plásticas (*noncompact section*).

sección plástica. Secciones aptas para el diseño plástico. La sección transversal es capaz de mantener la totalidad del momento plástico a través de grandes rotaciones de manera que el mecanismo plástico pueda desarrollarse (*plastic section, plastic design section*).

sistema vertical de arriostramiento. Un sistema de muros estructurales, pórticos arriostrados, o ambos extendidos a través de uno o más pisos de la edificación (*vertical bracing system*).

socavación. Una entalladura que resulta de la fusión y remoción del metal base en los bordes de la soldadura (*undercut*).

sofito metálico. Lámina de acero estructural acanalada formada en frío, especialmente diseñada para losas mixtas de acero - concreto o para trabajar como diafragma (*steel deck*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

soldadura. Coalescencia localizada de metales producida sea por calentamiento a temperaturas apropiadas, con o sin aplicar presión o por aplicación de presión solamente, y con o sin utilización de metal de aporte (*welding*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

soldadura abocinada. Dícese de la soldadura de ranura que une algún elemento curvo, debido al perfil similar a una bocina que adopta la soldadura (*flare-groove-weld*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

soldadura a tope. Unión soldada entre dos piezas que están aproximadamente en el mismo plano (*butt weld*).

soldadura de canal. Una soldadura efectuada en un agujero alargado de una pieza de una junta solapada o te que la une a la parte de la superficie de la otra pieza expuesta a través del agujero (*slot weld*).

soldadura de filete. Una soldadura de sección aproximadamente triangular que une dos superficies aproximadamente ortogonales, en una junta solapada, o en forma de te o esquina (*fillet weld*).

soldadura de penetración completa. Soldadura de ranura que se extiende completamente a través de la unión y esta fundida al metal base en todo su espesor (*complete penetration weld*).

soldadura de punteo. Soldadura hecha para mantener las partes a soldar apropiadamente alineadas hasta que se efectúe el soldeo definitivo (*tack welds*).

soldadura de ranura Soldadura efectuada en la ranura entre dos piezas a ser unidad (*groove weld*).

soldadura de tapón. Una soldadura circular efectuada a través de un agujero en una pieza de una unión solapada o te (*plug weld*).

solicitaciones mayoradas. Es la demanda local de resistencia, la cual se determina por las combinaciones de las solicitaciones previstas multiplicadas por sus factores de mayoración (*required strength*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

soporte lateral. Miembro diseñado para inhibir el pandeo lateral torsional o pandeo lateral de los miembros primarios de una estructura (*lateral support members*).

subensamblaje. El conjunto del espécimen de ensayo y los dispositivos de ensayos pertinentes (*subassembly*).

temperatura entrepasadas. En una soldadura de cordones múltiples, la temperatura del metal depositado al iniciar la siguiente pasada (*interpass temperature*).

temperatura de precalentamiento. Temperatura especificada que el metal base tiene que alcanzar en las áreas destinadas a soldarse inmediatamente antes de que se efectúe ésta operación (*preheat temperature*).

templado. Dícese del acero que ha sido sometido a un proceso de enfriamiento rápido desde una elevada temperatura superior a la de transformación, por contacto con líquidos, gases o sólidos (*quenched*).

tenacidad a la fractura. Medida de la capacidad para absorber energía sin fractura. La resistencia a la fractura se determina generalmente mediante cargas de impacto sobre especímenes que poseen una entalladura de geometría normalizada (*fracture toughness*).

tensión admisible. Tal como se utiliza en el diseño por el método de las tensiones admisibles, es la tensión máxima que se permite bajo cargas de servicio o de utilización previstas (*allowable stress*).

tensión cedente esperada. Es la resistencia mínima especificada a la cedencia multiplicada por el factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada R_y (*expected yield strength*).

tensiones primarias. Cualquier tensión normal o de corte desarrollada por una carga impuesta en las cuales es necesario satisfacer las leyes del equilibrio interno y externo de las fuerzas, momentos y torques. Las tensiones primarias no son autolimitadas (*primary stress*).

tensiones residuales. Son las tensiones remanentes en una estructura o miembro como consecuencia de tratamientos térmicos, mecánicos o combinaciones de éstos (*residual stress*).

teoría plástica simple. Véase diseño plástico (*simple plastic theory*).

torsión de alabeo. La porción de la resistencia total a la torsión que es suministrada por la resistencia al alabeo de la sección transversal (*warping torsion*).

torsión de Saint Venant. Es la porción de torsión inducida solamente por las tensiones de corte en el miembro. También se le denomina torsión uniforme. (*St. Venant torsion*).

viga - columna. Un miembro que transmite cargas axiales además de momentos flectores y fuerzas cortantes (*beam - column*).

viga. Miembro estructural en el cual puede considerarse que las tensiones internas en cualquier sección transversal dan como resultantes una fuerza cortante y un momento flector (*beam, girder*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

viga armada. Viga cuya sección está compuesta por dos planchas de acero que forman sus alas, unidas a una plancha de una sola pieza que constituye el alma, añadiéndose rigidizadores a uno o ambos lados del alma donde se necesiten (*plate girders*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

viga acastillada, castillada o castelada. Viga de acero aligerada, de alma expandida con aberturas, fabricada cortando almas laminadas en un patrón zigzagueante parecido a las almenas de los castillos, para después soldarlas y obtener una viga de mayor altura (*open-web expanded beam or girder*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

viga colectora. En los pórticos con diagonales excéntricas, el segmento de la viga externo a la viga eslabón o link (*beam outside of link*).

viga de alma llena. Véase viga armada (*plate girder*).

viga de celosía. Viga cuya alma esta constituida por elementos dispuestos en triangulación múltiple (*joist*).

viga de palastro. Véase viga armada (*plate girder*).

viga de sección reducida. Reducción de la sección transversal de una viga en una longitud discreta para inducir en el miembro una zona de inelasticidad capaz de disipar la energía sísmica. (*reduced beam section or dog bone*)

viga embutida en concreto. Una viga de acero totalmente embutida en concreto y vaciada con la losa (*concrete-encased beam*).

viga en cajón. Viga cuya sección está compuesta por dos planchas que constituyen sus alas, unidas a otras dos planchas que forman sus almas, rigidizándose internamente por medio de planchas llamadas diafragmas donde se necesiten (*box girder*).

viga eslabón o eslabón. En los pórticos con arriostramientos excéntricos es el segmento de viga que va de columna a columna, localizado entre el extremo de un arriostramiento diagonal y una columna o entre los extremos de dos arriostramientos diagonales del pórtico arriostrado excéntricamente. La longitud del eslabón se define como la distancia libre entre el arriostramiento diagonal y la cara de la columna o entre los extremos de las dos arriostramientos diagonales (*link*).

zona de panel. Área de conexión viga - columna limitadas por las alas de las vigas y la columna (*panel zone*).

zona plástica. La región de un miembro que ha cedido (*plastic zone*).

**COVENIN
1618:1998**

**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:



FONDONORMA

ICS: 91.080.10

RESERVADOS TODOS LOS DERECHOS

Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier medio

ISBN: 980-06-2

Descriptores: Estructuras de acero, edificaciones, ingeniería civil