

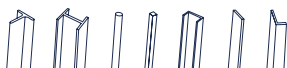
FÓRMULAS TÉCNICAS PARA  
**LA CONSTRUCCIÓN Y DISEÑO**  
EN ACERO SEGÚN LAS NTC 2017



Hazlo en grande, piensa en acero.



**GERDAU** CORSA





Hazlo en grande, piensa en acero.

## PRESENTACIÓN

Gerdau Corsa está comprometido con la promoción y difusión de información técnica actualizada sobre diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero, así como la divulgación e innovación de nuevas tecnologías aplicadas en los procesos constructivos para la construcción de estructuras de acero.

El siguiente compendio de fórmulas, pretende ser una herramienta de consulta para los profesionales de la práctica que interactúen con proyectos de diseño y construcción de estructuras de acero.

En este documento se presenta información técnica normada y referida en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC 2017), publicadas el 15 de diciembre de 2017 y centralizándonos en su capítulo dedicado al diseño y construcción de estructuras de acero.

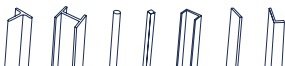
La intención de esta recopilación es condensar la información contenida en este apartado de las normas y crear un documento amigable, práctico y de fácil consulta que permita al usuario tener en un solo documento toda la información necesaria para analizar, diseñar, construir y supervisar un proyecto con estructura de acero.

Este documento obedece la configuración y nomenclatura de las NTC 2017, lo que facilita la interpretación y aplicación de las fórmulas en el análisis y diseño de las estructuras de acero que sean diseñadas bajo esta norma.



## Nota

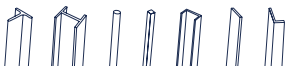
La información presentada en este manual solo tiene como objetivo compartir la información publicada en la norma vigente y es solo para consulta general. Su uso y aplicación debe estar sujeta a la supervisión de cualquier profesional competente con licencia y experiencia suficiente para la evaluación y aplicación de las fórmulas en casos específicos. Quien haga uso de este material asume toda responsabilidad derivada de dicha utilización.



## CONTENIDO

<b>PRESENTACIÓN</b>	Pag. 4
<b>1.0 CONSIDERACIONES GENERALES</b>	Pag. 4
1.1 Unidades	Pag. 4
1.2 Materiales	Pag.4
1.3 Sistemas estructurales	Pag. 14
<b>2.0 ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	Pag. 16
2.1 Disposiciones generales	Pag. 16
2.2 Rigidez lateral	Pag. 16
2.3 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto	Pag. 17
2.4 Métodos de análisis y diseño	Pag. 19
2.5 Método directo de análisis y diseño	Pag. 19
2.6 Método de la longitud efectiva	Pag. 22
2.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden	Pag. 22
<b>3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS</b>	Pag. 26
3.1 Áreas de las secciones transversales	Pag. 27
3.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local	Pag. 29
<b>4.0 MIEMBROS EN TENSIÓN</b>	Pag. 36
4.1 Estados límite	Pag. 36
4.2 Resistencia de diseño	Pag. 36
4.3 Miembros armados	Pag. 36
4.4 Relaciones de esbeltez	Pag. 38
<b>5.0 MIEMBROS EN COMPRESIÓN</b>	Pag. 38
5.1 Estados límite	Pag. 38
5.2 Resistencia de diseño	Pag. 38
5.3 Miembros armados por varios perfiles	Pag. 42
<b>6.0 MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)</b>	Pag. 48
6.1 Estados límite	Pag. 48
6.2 Consideraciones generales y resistencias nominales	Pag. 49
6.3 Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia	Pag.51
6.4 Miembros de sección I de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 o 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia	Pag. 52
6.5 Miembros de sección I de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia	Pag.54
6.6 Miembros de sección I y canales, flexionados alrededor del eje de menor inercia	Pag.54
6.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados (HSS) o formados por cuatro placas soldadas	Pag. 55
6.8 Miembros de sección tubular circular	Pag.56
6.9 Miembros de sección T o formados por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría	Pag.56
6.10 Ángulos sencillos	Pag. 57
6.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza	Pag. 61
6.12 Miembros sin ningún eje de simetría	Pag. 62
6.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y travesaños armados	Pag.63
<b>7.0 MIEMBROS EN CORTANTE</b>	Pag. 67
7.1 Generalidades	Pag. 67
7.2 Miembros con almas atiesadas o no atiesadas	Pag.67
7.3 Campo de tensión diagonal	Pag.68

7.4 Ángulos sencillos	Pag. 70
7.5 Tubos HSS de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas	Pag. 70
7.6 Tubos HSS de sección circular	Pag. 70
7.7 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia	Pag. 70
7.8 Vigas y travesaños armados con aberturas en el alma	Pag. 71
<b>8.0 MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS</b>	Pag. 72
8.1 Miembros en flexocompresión	Pag. 72
8.2 Miembros en flexotensión	Pag. 75
8.3 Miembros en flexión y cortante combinados	Pag. 75
<b>9.0 MIEMBROS COMPUESTOS</b>	Pag. 76
9.1 Consideraciones generales	Pag. 79
9.2 Columnas compuestas	Pag. 87
9.3 Vigas compuestas	Pag. 87
<b>10.0 CONEXIONES</b>	Pag. 99
10.1 Generalidades	Pag. 99
10.2 Soldaduras	Pag. 102
10.3 Tornillos y partes roscadas	Pag. 111
10.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros	Pag. 119
10.5 Placas de relleno	Pag. 120
10.6 Empalmes	Pag. 121
10.7 Barras de anclaje e insertos	Pag. 121
10.8 Almas y patines con cargas concentradas	Pag. 122
10.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas	Pag. 129
<b>11.0 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO</b>	Pag. 132
11.1 Disposiciones generales	Pag. 132
11.2 Contraflechas	Pag. 132
11.3 Expansiones y contracciones	Pag. 132
11.4 Deflexiones	Pag. 132
11.5 Vibraciones	Pag. 132
11.6 Desplazamientos laterales	Pag. 133
11.7 Fuego y explosiones	Pag. 134
11.8 Durabilidad	Pag. 134
<b>12.0 ESTRUCTURAS DÚCTILES</b>	Pag. 134
12.1 Requisitos generales	Pag. 134
12.2 Marcos rígidos de acero	Pag. 142
12.3 Marcos contraventeados	Pag. 156
12.4 Marcos con tableros de placa dúctiles (ductilidad alta, $Q=4$ )	Pag. 176
12.5 Marcos rígidos compuestos	Pag. 181
12.6 Marcos compuestos con contraventeos	Pag. 195
<b>13.0 EJECUCIÓN DE LAS OBRAS</b>	Pag. 198
13.1 Planos y dibujos	Pag. 198
13.2 Fabricación	Pag. 198
13.3 Montaje	Pag. 202
<b>APÉNDICE A. DISEÑO PLÁSTICO</b>	Pag. 204
A.1 Requisitos generales	Pag. 204
A.2 Requisitos de ductilidad	Pag. 204
A.2.3 Longitud sin soporte lateral	Pag. 205
A.2.4 Fuerza axial	Pag. 205
A.3 Requisitos para el análisis	Pag. 206
A.3.1 Propiedades del material y criterios de fluencia	Pag. 206



A.3.2 Imperfecciones geométricas	Pag. 206
A.3.3 Esfuerzos residuales y efectos de fluencia parcial	Pag. 206
<b>APÉNDICE B. PLACAS BASE</b>	Pag. 207
B.1 Diseño de placas base	Pag. 207
B.1.1 En compresión axial (columnas de sección I o circular)	Pag. 207
B.1.2 En tensión axial	Pag. 208
B.1.3 En cortante	Pag. 209
B.1.4 Bajo momento flexionante y carga axial	Pag. 211
B.2 Resistencia al aplastamiento del concreto	Pag. 213
B.3 Resistencia en flexión de la placa base	Pag. 213
B.4 Resistencia en tensión del sistema de anclaje	Pag. 214
B.4.1 Resistencia en tensión de las anclas	Pag. 215
B.4.2 Resistencia al desprendimiento del cono de concreto en tensión	Pag. 216
B.4.3 Resistencia a extracción de las anclas	Pag. 216
B.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del borde de anclas con anclaje mecánico, en tensión	Pag. 217
B.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje	Pag. 218
B.5.1 Resistencia en cortante de las anclas	Pag. 218
B.5.2 Resistencia lateral en cortante del cono de concreto	Pag. 219
B.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto delante de las anclas	Pag. 220
B.6 Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje	Pag. 220
<b>APÉNDICE C. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS (HSS) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE GRUESO UNIFORME</b>	Pag. 220
C.1 Tipos de nudos o conexiones	Pag. 221
C.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas)	Pag. 222
C.2.1 Secciones circulares huecas (HSS circulares)	Pag. 223
C.2.2 Secciones rectangulares huecas (HSS rectangulares)	Pag. 223
C.3 Conexiones directas entre perfiles HSS en armaduras	Pag. 227
C.3.1 Elementos HSS circulares	Pag. 228
C.3.2 Elementos HSS rectangulares	Pag. 228
C.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS	Pag. 234
C.4.1 Elementos HSS circulares	Pag. 235
C.4.2 Elementos HSS rectangulares	Pag. 235
C.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles HSS rectangulares	Pag. 238
<b>APÉNDICE D. DISEÑO POR FATIGA</b>	Pag. 242
D.1 Aspectos generales	Pag. 242
D.2 Diseño por fatiga	Pag. 243
D.2.1 Material simple y juntas soldadas	Pag. 243
D.2.2 Fabricación especial y requisitos de montaje	Pag. 244
D.3 Grúas viajeras	Pag. 256
D.3.1 Número de ciclos para el diseño de la estructura de soporte	Pag. 256
D.3.2 Cargas dinámicas	Pag. 257
<b>APÉNDICE E. EDIFICIOS DE UN PISO</b>	Pag. 258
E.1 Edificios industriales	Pag. 258
E.2 Acciones	Pag. 258
E.2.1 Combinaciones de acciones	Pag. 258
E.3 Estructuración	Pag. 259
E.3.1 Dirección transversal	Pag. 259
E.3.2 Dirección longitudinal	Pag. 259
E.4 Diseño de las armaduras	Pag. 262
E.5 Diseño de las columnas	Pag. 263
E.6 Diseño por sismo	Pag. 263
E.6.1 Dirección longitudinal	Pag. 263
E.6.2 Dirección transversal	Pag. 263
E.7 Análisis	Pag. 263

**APÉNDICE F. ANÁLISIS SÍSMICO**

F.1 Aspectos generales	Pag. 267
F.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas	Pag. 267

**14. APÉNDICE G. DOCUMENTOS DE CONSULTA**

G.1 Significado de las abreviaturas	Pag. 267
-------------------------------------	----------

**ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS**

Tabla 1.2.1 Normatividad para acero estructural	Pag. 10
Tabla 1.2.2 Valores de los esfuerzos de fluencia y ruptura de aceros estructurales	Pag. 11
Tabla 1.2.3 Propiedades de los tornillos	Pag. 12
Tabla 1.2.4 Propiedades de los tornillos de alta resistencia	Pag. 12
Tabla 1.2.5 Normatividad de los metales de aportación y fundentes	Pag. 13
Tabla 1.2.6 Propiedades de los tornillos de alta resistencia	Pag. 13
Tabla 2.4.1 Métodos para el análisis y diseño por estabilidad	Pag. 19
Tabla 3.1.1 Factores de reducción del área neta en conexiones de miembros en tensión	Pag. 27
Tabla 3.2.1 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso. Elementos que forman parte de miembros en compresión pura.	Pag. 31
Tabla 3.2.2 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso. Elementos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión	Pag. 32
Tabla 5.2.1 Valores del coeficiente n	Pag. 39
Tabla 6.1.1 Estados límites aplicables a las diversas secciones	Pag. 48
Tabla 6.10.1 Valores de $\beta_w$ para ángulos	Pag. 59
Tabla 9.1.1 Relaciones límite ancho-grueso en elementos de acero comprimidos de miembros compuestos rellenos en compresión axial	Pag. 78
Tabla 9.1.2 Relaciones límite ancho/grueso de elementos de acero comprimidos en miembros compuestos rellenos en flexión	Pag. 78
Tabla 10.2.1 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras de penetración parcial	Pag. 105
Tabla 10.2.2 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas	Pag. 105
Tabla 10.2.3 Tamaños mínimos efectivos de la garganta de soldaduras de penetración parcial	Pag. 106
Tabla 10.2.4 Tamaños mínimos de soldaduras de filete	Pag. 106
Tabla 10.2.5 Resistencias de diseño de soldaduras	Pag. 111
Tabla 10.3.1 Tensión mínima en tornillos de alta resistencia	Pag. 112
Tabla 10.3.2 Resistencia nominal de tornillos y barras roscadas	Pag. 113
Tabla 10.3.3 Dimensiones nominales de agujeros para tornillos 1	Pag. 114
Tabla 10.3.4 Distancia mínima del centro de un agujero estándar al borde de la parte conectada <sup>2</sup>	Pag. 115
Tabla 10.3.5 Valores del incremento de la distancia al borde, C1	Pag. 116
Tabla 10.3.6 Resistencia nominal al cortante, $F_v$ , en MPa ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ), de tornillos en conexiones en las que el deslizamiento es crítico 1, 2.	Pag. 118
Tabla 12.1.1 Valores de $R_y$ y $R_u$ para determinar el esfuerzo de fluencia esperado $F_y$ e el esfuerzo último esperado $F_u$	Pag. 135
Tabla 13.2.1 Temperatura mínima de precalentamiento, en grados K ( $^{\circ}\text{C}$ )	Pag. 140
Figura 1.3.1 Descripción de sistemas estructurales	Pag. 14
Figura 1.3.2 Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad en la relación momento-rotación de una conexión semirrígida.	Pag. 15
Figura 2.1.1 Definición de los efectos $P\Delta$ y $P\delta$	Pag. 16
Figura 3.1.1 Distribución de zigzag respecto al eje de la pieza	Pag. 26
Figura 3.2.1 Relaciones momento-deflexión de vigas	Pag. 30
Figura 4.3.1 Detalles de unión con placas en elementos armados	Pag. 37
Figura 5.2.1 Centroides (C) y centro de torsión (CT)	Pag. 41
Figura 5.3.1 Miembros armados. Separación máxima "a" de elementos de unión	Pag. 43
Figura 5.3.2 Miembros armados. Separación "a" entre elementos de unión	Pag. 45
Figura 5.3.3 Placas de unión perforadas para armar miembros	Pag. 46
Figura 6.2.1 Localización de los momentos para el método de los cuatro momentos	Pag. 50
Figura 6.2.2 Diagrama de momento lineal para el método alterno	Pag. 50
Figura 6.3.1 Momento nominal como función de la longitud de la viga soportada lateralmente. Secciones compactas y no compactas	Pag. 52
Figura 6.10.1 Ángulo de alas desiguales en flexión, ejes centroidales y principales	Pag. 59
Figura 6.10.2 Ejes geométricos para ángulos de alas iguales	Pag. 60

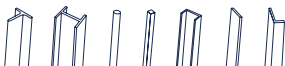




Figura 8.3.1 Vigas compuesta	Pag. 76
Figura 9.2.1 Mecanismos de transferencia de la carga	Pag. 84
Figura 9.2.2 Mecanismos de resistencia de la carga	Pag. 85
Figura 9.2.3 Longitud de introducción de la carga	Pag. 86
Figura 9.3.1 Ancho efectivo de vigas compuestas	Pag. 89
Figura 9.3.2 Variables y límites en losa con lámina acanalada y corrugada	Pag. 92
Figura 10.1.1 Desgarramiento laminar en conexiones en te y en esquina.	Pag. 100
Figura 10.1.2 Detalle de agujeros de acceso	Pag. 101
Figura 10.1.3 Detalle de agujero de acceso en miembros armados	Pag. 102
Figura 10.2.1 Tipos de soldaduras	Pag. 103
Figura 10.4.1 Superficies de falla de ruptura en bloque por cortante y tensión	Pag. 120
Figura 10.4.2 Deformación de una columna sin atiesadores	Pag. 122
Figura 10.8.2 Longitud máxima de la carga normal al alma para la que no se requiere revisar la flexión local de los patines	Pag. 123
Figura 10.8.3 Longitud del tramo crítico; estado límite de flujo plástico local del alma de la viga.	Pag. 124
Figura 10.8.4 Longitud crítica; estado límite de flujo plástico local del alma de la columna	Pag. 124
Figura 10.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral	Pag. 125
Figura 10.8.6 Incremento de la resistencia del alma mediante un par de atiesadores	Pag. 126
Figura 10.8.7 Falla del alma por pandeo	Pag. 127
Figura 10.8.8 Deformación por cortante del alma de una columna	Pag. 127
Figura 12.1.1 Equilibrio de la viga	Pag. 136
Figura 12.2.1 Zona de panel	Pag. 143
Figura 12.2.2 Soporte lateral de la unión viga columna	Pag. 145
Figura 12.2.3 Diagrama de cuerpo libre entre la articulación plástica y la cara de la columna	Pag. 147
Figura 12.2.4 Mecanismo de deformación plástica para casos típicos de marcos especiales con armaduras	Pag. 151
Figura 12.2.5 Marcos con armaduras especiales (a) segmento especial con diagonales en X, y (b) segmento especial tipo Vierendeel	Pag. 151
Figura 12.3.1 Configuraciones de marcos con contraventeos excéntricos	Pag. 156
Figura 12.3.2 Comportamiento elástico del eslabón	Pag. 158
Figura 12.3.3 Giro del eslabón	Pag. 159
Figura 12.3.4 Atiesadores en el eslabón para $e \leq 1.6 M p/Vp$	Pag. 160
Figura 12.3.5 Atiesadores en eslabones para $2.6 M p/Vp \leq e \leq 5 M p/Vp$	Pag. 160
Figura 12.3.6 Atiesadores en eslabones de sección en cajón	Pag. 161
Figura 12.3.7 Conexión eslabón-columna	Pag. 162
Figura 12.3.8 Soldaduras de diagonales a la viga	Pag. 163
Figura 12.3.9 Componentes de un CRP	Pag. 165
Figura 12.3.10 Configuraciones permitidas de contraventeos concéntricos restringidos contra el pandeo: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X en dos niveles	Pag. 165
Figura 12.3.11 Longitud efectiva de fluencia de los CRP (Lysc)	Pag. 166
Figura 12.3.12 Deformación axial de los CRP	Pag. 167
Figura 12.3.13 Curva idealizada fuerza desplazamiento de los CRP	Pag. 167
Figura 12.3.14 Configuraciones de contraventeos concéntricos: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X; f) en X en dos niveles	Pag. 170
Figura 12.3.15 Fuerza máxima que producen los contraventeos en tensión y en compresión	Pag. 171
Figura 12.3.16 Geometría requerida de la placa de conexión	Pag. 173
Figura 12.3.17 Fuerzas máximas estimadas en los contraventeos en "V" invertida	Pag. 174
Figura 12.3.18 Configuración de contraventeo en K no permitida	Pag. 177
Figura 12.4.1 Modelo de franjas en unas placas de un TPD	Pag. 178
Figura 12.4.2 Detalle esquemático de una placa perforada y una faja diagonal típica	Pag. 179
Figura 12.4.3 Alma con corte de esquina reforzado; b) Esquema de la deformación de la esquina; c) Detalle de la placa en arco utilizada para reforzar el corte.	Pag. 180
Figura 12.5.1 Conexión semirrígida compuesta	Pag. 191
Figura 12.5.2 Conexión semirrígida compuesta	Pag. 194
Figura 12.6.1 Geometría requerida de la placa de conexión	Pag. 197

# 1. CONSIDERACIONES GENERALES

## 1.1 Unidades

En las ecuaciones y expresiones que aparecen en estas Normas se utilizan las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

<b>Fuerza</b>	<b>N</b> (newton)
<b>Longitud</b>	<b>mm</b> (milímetro)
<b>Momento</b>	<b>N-mm</b>
<b>Esfuerzo</b>	<b>MPa</b> (mega pascal)

Siempre que es posible, las ecuaciones están escritas en forma adimensional; cuando no lo es, junto a las expresiones en sistema internacional se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en sistema métrico decimal usual; en ese caso, las unidades son:

<b>Fuerza</b>	<b>kg</b> (kilogramo)
<b>Longitud</b>	<b>cm</b> (centímetro)
<b>Momento</b>	<b>kg-cm</b>
<b>Esfuerzo</b>	<b>kg/cm<sup>2</sup></b>

## 1.2 Materiales

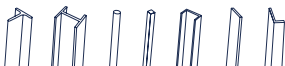
Los valores del esfuerzo de fluencia,  $F_y$ , y de ruptura en tensión,  $F_u$ , que se utilizarán en el diseño, serán los mínimos especificados en la norma correspondiente.

*Nota: No se emplearán en el diseño los valores reportados en certificados de ensayos de los productos laminados.*

### 1.2.1 Acero estructural (normatividad)

Norma	Descripción
B-254 (ASTM A36/A36M)	Acero estructural.
B-099 (ASTM A529/A529M)	Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 MPa (2,950 kg/cm <sup>2</sup> ).
B-282 (ASTM A242/A242M)	Acero estructural de baja aleación y alta resistencia.
B-284 (ASTM A572/A572M)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso-vanadio.
(ASTM A588/A588M)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación de hasta 100 mm de grueso, con límite de fluencia mínimo de 345 MPa (3,515 kg/cm <sup>2</sup> ).
(ASTM A913/A913M)	Perfiles de acero de alta resistencia y baja aleación, de calidad estructural producidos por un tratamiento térmico especial.
(ASTM A992/A992M)	Acero estructural para perfiles H laminados para uso en edificios.
B-177 (ASTM A53/grado B)	Tubos de acero, con o sin costura
B-199 (ASTM A500)	Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en frío, con o sin costura, de sección circular o de otras formas.
B-200 (ASTM A501)	Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en caliente, con o sin costura.

Tabla 1.2.1 Normatividad para acero estructural



1.2.2 Valores de los esfuerzos  $F_y$  y  $F_u$  para acero estructural

NORMA			PROPIEDADES MECÁNICAS			
			$F_y$ <sup>(3)</sup>		$F_u$ <sup>(4)</sup>	
<b>ACEROS AL CARBONO</b>						
NMX <sup>(1)</sup>	ASTM <sup>(2)</sup>	GRADO (GR)	MPa	Kg/cm <sup>2</sup>	MPa	Kg/cm <sup>2</sup>
B-254		A36	250	2,530	400	4,080
B-177	A53	B	240	2,460	415	4,220
B-199	A500	B	290	2,955	400	4,080
			315	3,235	400	4,080
		C	315	3,235	425	4,360
B-200	A501	A	250	2,530	400	4,080
		B	345	3,515	485	4,920
B - 099 <sup>(7)</sup>	A529	50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
<b>ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN</b>						
B-284	A572	42	290	2,955	415	4,220
		50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
	A913	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
		70	485	4,920	620	6,330
		A992	345	3,515	450	4,570
-	A1008 <sup>(6)</sup>	50	345	3,515	415	4,570
	A1011 <sup>(6)</sup>	60	415	4,220	485	4,920
B-248	A1018 <sup>(6)</sup>	70	485	4,920	550	5,625
		71	550	5,625	620	6,330
<b>ACEROS DE ALTA RESISTENCIA A LA CORROSIÓN</b>						
	A618	I Y II	345	3,515	485	4,920
		III	345	3,515	450	4,570
B-282	A242		290	2,955	435	4,430
			315	3,235	460	4,710
			345	3,515	485	4,920
B-277	A588 <sup>(5)</sup>		345	3,515	485	4,920
	A606 <sup>(6)</sup>		345	3,515	485	4,920
	A847		345	3,515	485	4,920
<b>ACEROS CON TEMPLADO Y REVENIDO</b>						
	A514		620	6,330	690	7,030
			690	7,030	760	7,735
	A678 <sup>(8)</sup>		345	3,515	485	4,920
	A852 <sup>(8)</sup>		485	4,920	620	6,330

### Tabla 1.2.2 Valores de los esfuerzos de fluencia y ruptura de aceros estructurales

Notas:

- (1) Norma Mexicana
- (2) American Society for Testing and Materials
- (3) Valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia
- (4) Valor mínimo garantizado del esfuerzo último
- (5) Para perfiles estructurales, placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material
- (6) Estos aceros generalmente se ocupan para fabricar perfiles laminados en frío.
- (7) La NMX no ha actualizado recientemente esta norma
- (8) La ASTM ha discontinuado recientemente esta norma

## 1.2.3 Tornillos, tuercas y roldanas

### 1) Tornillos

NORMA	DESCRIPCIÓN
H-118 (ASTM A307)	Sujetadores de acero al carbono con rosca estándar exterior <b>Fu= 414 MPa (4,220 kg/cm<sup>2</sup>)</b>

Tabla 1.2.3 Propiedades de los tornillos

### 2) Tornillos de alta resistencia

Se dividen en dos grupos, de acuerdo con su resistencia.

**Grupo A: ASTM A325, ASTM A325M, F1852, A354 (H-122) Grado BC, y A449.**

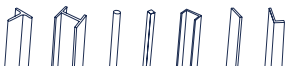
**Grupo B: ASTM A490, ASTM A490M, F2280, y A354 (H-122) Grado BD**

La pretensión de diseño en los tornillos F1852 y F2280 se alcanza cuando se rompe, por torsión, una parte diseñada para ello.

Los conectores de cada uno de los grupos tienen propiedades semejantes a las de los tornillos A325 y A490:

NORMA	DESCRIPCIÓN
H-124 (ASTM A325)	Tornillos de alta resistencia para conexiones entre elementos de acero estructural. Para diámetros de 13 a 25 mm (1/2 a 1 pulg.) <b>Fu= 830 MPa (8,440 kg/cm<sup>2</sup>)</b> Para diámetros de 29 y 38 mm (1 1/8 y 1 1/2 pulg.) <b>Fu= 725 MPa (7,380 kg/cm<sup>2</sup>)</b>
H-123 (ASTM A490)	Tornillos de acero aleado tratado térmicamente para conexiones entre elementos de acero estructural. <b>Fu=1035 MPa (10,550 kg/cm<sup>2</sup>).</b>

Tabla 1.2.4 Propiedades de los tornillos de alta resistencia



### 3) Tuercas y roldanas

Los tornillos de alta resistencia de los grupos A y B deben estar provistos de tuercas hexagonales pesadas ASTM A563.

Salvo otra indicación, las roldanas planas, circulares o cuadradas, y las rectangulares biseladas, deben satisfacer los requisitos indicados en ASTM F436.

## 1.2.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura

NORMA	DESCRIPCIÓN
H-077 (AWS A5.1/A5.1M)	Electrodos de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico
H-086 (AWS A5.5/A5.5M)	Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.
H-108 (AWS A5.17/A5.17M)	Electrodos desnudos de acero al carbono y fundentes para soldadura por arco eléctrico sumergido.
H-097 (AWS A5.18/A5.18M)	Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas.
H-099 (AWS A5.20/A5.20M)	Electrodos de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo.

**Tabla 1.2.5 Normatividad de los metales de aportación y fundentes**

Las nomenclaturas B-XXX y H-XXX designan normas elaboradas por el Comité Técnico de Normalización de la Industria Siderúrgica; entre paréntesis se han indicado las normas correspondientes de la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM) y de la Sociedad Americana de la Soldadura (AWS).

*Nota: Cuando no hay una norma mexicana para materiales que se emplean con frecuencia en nuestro medio, se ha indicado solo la especificación AISC o AWS.*

## 1.2.5 Conectores de cortante de barra con cabeza

NORMA	DESCRIPCIÓN
ASTM A108	Especificación estándar para barras de acero, carbón y aleación, acabadas en frío. <b>Fy = 345 MPa (3515 kg/cm<sup>2</sup>)</b> (correspondiente a una deformación permanente de 0.2 %) <b>Fu= 414 MPa (4220 kg/cm<sup>2</sup>)</b> Elongación en 50 mm: 20 %, mínimo Reducción de área: 50 %, mínimo

**Tabla 1.2.6 Propiedades de los tornillos de alta resistencia**

## 1.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES

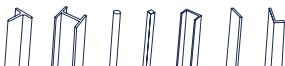
TIPO	DESCRIPCIÓN
1	Marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo.
2	Son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones simples, que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20% de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones y se considera que pueden girar libremente. La estabilidad de la estructura y su resistencia ante cargas laterales se obtienen por medio de contraventeos laterales, muros de rigidez o algún otro sistema apropiado, o utilizando conexiones rígidas o semirrígidas en partes de ella.
3	Las estructuras tipo 3 están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones semirrígidas o parcialmente restringidas, capaces de transmitir momentos, pero con rotaciones no despreciables entre sus extremos.

Figura 1.3.1 Descripción de sistemas estructurales

### 1.3.1 Estructuras tipo 1

Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o inelásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- En miembros en los que se formarán articulaciones plásticas, el valor mínimo especificado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero,  $F_y$ , no es mayor que el 85 % de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión,  $F_u$ , ni que 450 MPa (4600 kg/cm<sup>2</sup>).*
- La curva carga-deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de 1 %, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 %.*
- Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 o 2 (sección 3.2), cuando los efectos sísmicos no son críticos, y de las secciones tipo 1 cuando sí lo son.*
- Los miembros están contraventeados lateralmente con longitudes menores que  $L_c$ .*
- Se colocan pares de atiesadores, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.*



f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionado por cargas de impacto, bajas temperaturas, una combinación de varias de ellas, u otros factores.

g) Los empalmes en vigas o columnas se diseñan para transmitir 1.1 veces el mayor del momento de diseño (bajo cargas factorizadas) máximo calculado en la sección de la unión, o 0.25Mp.

En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos por carga vertical obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento negativo en un punto de apoyo o nudo se reduzca en valor absoluto en más de 30 % en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 o 2 de la sección 3.2 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que  $L_{pd}$  (ecuaciones A.2.5 y A.2.9) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas con secciones tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 o 3.

No se permite ninguna redistribución de momentos en vigas o columnas con secciones tipo 4.

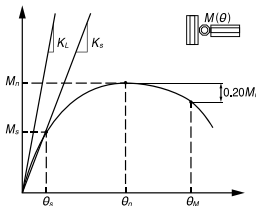
### 1.3.2 Estructuras tipo 2

Las estructuras tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios y se aceptan en la estructura principal si se utilizan muros, contraventeos, marcos rígidos o una combinación de ellos que junto con las losas u otros diafragmas horizontales proporcionen a la construcción en conjunto rigidez lateral adecuada y capacidad para resistir las fuerzas horizontales que puedan obrar sobre ella.

### 1.3.3 Estructuras tipo 3

Si se conocen las características de resistencia, rigidez y ductilidad de conexiones comprendidas entre las correspondientes a los dos tipos de estructuras mencionados arriba, esas características pueden incorporarse en el análisis y diseño, con lo que se obtienen estructuras tipo 3. Estas conexiones, parcialmente restringidas, pueden usarse en la estructura principal de edificios cuya altura no exceda de cuatro pisos o 12 m, o de altura mayor, si se complementan con muros, contraventeos, marcos rígidos o una combinación de ellos.

*Nota: En la figura 1.3.2 se muestran esquemáticamente las características de rigidez, resistencia y ductilidad de una conexión parcialmente restringida. La rigidez secante bajo cargas de servicio,  $K_s = M_s / \Theta_s$ , donde  $M_s$  y  $\Theta_s$  son el momento y la rotación producidos por esas cargas, se toma como un índice de la rigidez de la conexión. Si  $K_s L / EI \geq 20$ , la conexión se considera completamente restringida, y si  $K_s L / EI < 2$ , libre, de manera que gira bajo momento nulo. Si la rigidez está entre esos límites, la conexión es parcialmente restringida, y en el análisis y diseño se tienen en cuenta sus propiedades.  $L$  y  $E I$  son la longitud y la rigidez en flexión de la viga.*



**Figura 1.3.2** Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad en la relación momento-rotación de una conexión semirrígida.

## 2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

### 2.1 Disposiciones generales

En los estudios para determinar la influencia de la estabilidad, han de incluirse los efectos siguientes:

- Deformaciones axiales, en flexión, torsión y cortante, de todos los miembros, así como cualquier otra deformación que contribuya a los desplazamientos de la estructura.
- Efectos de segundo orden,  $P\Delta$  y  $P\delta$ .
- Imperfecciones geométricas.
- Reducciones de rigidez debidas a inelasticidad.
- Incertidumbres en los valores de rigideces y resistencias.

*Nota: Los efectos  $P\Delta$  son los que producen las cargas verticales al actuar sobre la estructura desplazada lateralmente (son efectos de conjunto en toda la estructura o en cada uno de sus entrepisos), y los  $P\delta$  los ocasionados por las cargas, originalmente axiales, cuando actúan sobre el miembro deformado entre sus extremos (son individuales en cada columna).*

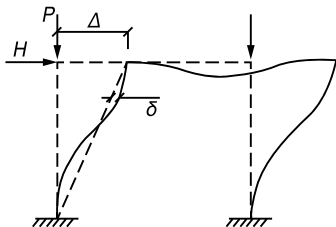
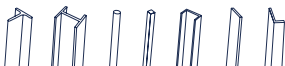


Figura 2.1.1 Definición de los efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$

### 2.2 Rigidez lateral

*Nota: Para diseñar las estructuras, se han dividido tradicionalmente en dos grupos que se han designado contraventeadas y no contraventeadas; sin embargo, en el diseño no importa que haya, o no, elementos de contraventeo, como diagonales de acero o muros de concreto reforzado, sino la rigidez lateral de la estructura, que puede ser propia o auxiliada, al menos en parte, por elementos como los mencionados arriba.*





## 2.2.1 Estructuras con rigidez lateral adicional (contraventeadas)

El sistema vertical de contraventeo de una construcción, debe ser adecuado para:

a) Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño

b) Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales del sistema y las deformaciones entre los extremos de las columnas (efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$ ), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

## 2.2.2 Estructuras con rigidez lateral propia (no contraventeadas)

La resistencia de los marcos que forman parte de edificios sin contraventeo ni muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por los desplazamientos laterales de los niveles del sistema y las deformaciones entre los extremos de las columnas (efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$ ), y por la deformación axial de las mismas.

Cuando hay columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto, por la forma en que están ligadas a los demás elementos estructurales, el efecto desestabilizador de las cargas verticales que actúan sobre ellas se toma en cuenta al diseñar las columnas de los marcos rígidos que proporcionan la rigidez lateral.

## 2.3 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto

### 2.3.1 Relaciones de esbeltez

#### a) Miembros en compresión

La relación de esbeltez:

$$KL/r$$

<b>KL</b>	longitud efectiva
<b>L</b>	longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateralmente
<b>K</b>	factor de longitud efectiva.
<b>r</b>	radio de giro

*Nota: Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que K, L, y r, o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones de apoyo en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.*

#### b) Miembros en tensión

La relación de esbeltez:

$$L/r$$

<b>L</b>	longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateralmente
<b>r</b>	radio de giro

### 2.3.2 Relaciones de esbeltez máximas

#### a) Miembros en compresión

$$KL/r < 200$$

#### b) Miembros en tensión

Para miembros principales:

$$L/r < 240$$

Para miembros secundarios (contraventeos):

$$L/r < 300$$

*Nota: Si el miembro en tensión es una varilla, no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensarlo para evitar vibraciones o deformaciones y desplazamientos excesivos.*

### 2.3.3 Determinación del factor de longitud efectiva K.

#### Determinación del factor de longitud efectiva K

Desde el punto de vista de las características generales de la estructura se consideran tres casos:

#### a) Miembros con extremos fijos linealmente

$$K=1.0$$

*Nota: Los puntales de contraventeo y las barras comprimidas o flexocomprimidas de las armaduras se encuentran en este caso.*

**b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos.** Pueden despreciarse en las columnas de entresijos de marcos rígidos de cualquier altura que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entresijo:

$$I \leq 0.08$$

#### 2.3.3.1 Determinación del índice de estabilidad

En estructuras regulares, el índice de estabilidad de un entresijo se calcula con la expresión:

$$I = \frac{\sum P_u Q \Delta_{OH}}{L \sum H} \quad (2.3.1)$$

$\sum P_u$  fuerza vertical de diseño en el entresijo en consideración (incluye cargas muertas y vivas factorizadas).

$Q$  factor de comportamiento sísmico.

*Nota: Cuando las fuerzas laterales accidentales sean producidas por viento, se tomará  $Q = 1.0$*

$\Delta_{OH}$  desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entresijo en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño, calculadas con las rigideces utilizadas en el análisis (reducidas como se indica en el inciso 2.5.2.2 cuando se usa el método de análisis directo). Si  $\Delta_{OH}$  no es el mismo en todos los puntos del entresijo (por ejemplo, por efectos de torsión), se toma el desplazamiento de entresijo promedio o, como una alternativa, el máximo.

$\sum H$  suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entresijo en consideración (fuerza cortante de diseño en el entresijo, en la dirección que se está analizando)

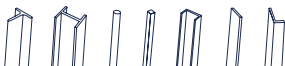
$L$  altura del entresijo

*Nota: Las columnas de edificios regulares rigidizados lateralmente con marcos contraventeados, muros o una combinación de ambos, y la mayoría de las columnas de marcos rígidos de uno o dos pisos, aunque no tengan muros ni contraventeos, suelen estar en este caso.*

El factor de longitud efectiva K de pandeo en el plano del marco suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado. Para pandeo fuera del plano se consideran la longitud libre de la columna y las condiciones de apoyo de sus extremos.

#### c) Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos

Estos efectos no pueden despreciarse en columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entresijo, I, excede el límite indicado en el inciso 2.3.3(b).



*Nota: Están en este caso, con frecuencia, las columnas de edificios de varios pisos cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.*

Los efectos de segundo orden producidos por la interacción de las cargas verticales y los desplazamientos laterales de los entrepisos se evalúan como se indica en el presente capítulo, y se incluyen en el diseño de columnas y vigas.

Si el índice de estabilidad  $I$  es mayor que 0.30 en alguno o algunos de los entrepisos, debe aumentarse la rigidez de la estructura completa, o de parte de ella, para disminuir los desplazamientos  $\Delta_{OH}$  y reducir el valor de  $I$ , en todos los entrepisos, a no más de 0.30.

## 2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Se permiten dos métodos: el método directo y el método de la longitud efectiva.

*Nota: En el método de la longitud efectiva, que se propuso inicialmente y se conserva con algunos cambios, los momentos  $P\Delta$  se obtienen en el análisis o amplificando los de primer orden, y los efectos de segundo orden en la carga axial de las columnas,  $P\delta$ , se consideran en el diseño con el factor  $K$ , que se obtiene con un análisis de pandeo o por medio de nomogramas o fórmulas poco precisas. El método directo, en contraste, se ha calibrado introduciendo imperfecciones y reduciendo las rigideces para que los efectos de segundo orden en los momentos flexionantes y en la carga axial se tomen en cuenta dentro de la etapa del análisis, de tal forma que ya no es necesario incluirlos en el diseño ( $K = 1$ ). En ambos métodos se consideran factores para incluir la inelasticidad del material, los cuales intentan que los resultados se aproximen a los obtenidos con análisis inelásticos rigurosos de segundo orden.*

MÉTODO	LONGITUD EFECTIVA	MÉTODO DIRECTO
<b>Tipo de análisis</b>	Elástico de segundo orden <sup>(1)</sup>	Elástico de segundo orden <sup>(1)</sup>
<b>Carga ficticia<sup>(2)</sup></b>	$N_i = 0.003 W_i$ ó $\Delta_0 = 0.003 L$	$N_i = 0.003 W_i$ ó $\Delta_0 = 0.003 L$
<b>Rigidez efectiva</b>	Nominal $EI^* = EI$ $EA^* = EA$	0.8 Nominal $EI^* = 0.8 EI$ $EA^* = 0.8 EA$
<b>Resistencia axial</b>	$R_c$ con $KL$ <sup>(3)</sup>	$R_c$ con $L$ ( $K=1$ )
<b>Limitaciones</b>	$I \leq 0.03$	Ninguna

Tabla 2.4.1 Métodos para el análisis y diseño por estabilidad

(1) Puede realizarse con un método aproximado, iterativo o riguroso.

(2) Carga ficticia solo en combinaciones con cargas de gravedad, no se considera en cargas que incluyan sismo.

(3) Se permite  $K = 1$  cuando el factor  $I \leq 0.08$ .

Carga ficticia solo en combinaciones con cargas de gravedad, no se considera en cargas que incluyan sismo.

Se permite  $K = 1$  cuando el factor  $I \leq 0.08$ .

## 2.5 Método directo de análisis y diseño

Las acciones y las resistencias de diseño se calculan, respectivamente, de acuerdo con los incisos 2.5.1 y 2.5.3. El método puede utilizarse para todas las estructuras.

## 2.5.1 Cálculo de las acciones de diseño

Las acciones de diseño de los componentes de la estructura se determinan con un análisis acorde con el inciso 2.5.2, que incluye imperfecciones iniciales (inciso 2.5.2.1) y ajustes de las rigideces (inciso 2.5.2.2).

## 2.5.2 Requisitos generales para el análisis

El análisis de la estructura tiene que satisfacer los requisitos siguientes:

a) *Debe considerar las deformaciones por flexión, cortante y fuerza axial de todos los miembros, de las conexiones y de cualquier otro componente, que contribuyan a los desplazamientos de la estructura. El análisis incluirá reducciones en todas las rigideces que se considere que proporcionan estabilidad a la estructura, como se especifica en el inciso 2.5.2.2(1).*

b) *El análisis es de segundo orden, con efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$ , pero se permite despreciar el efecto  $P\delta$  en la respuesta de estructuras regulares cuando se satisfacen las condiciones siguientes:*

- 1) *La estructura soporta la mayor parte de las cargas gravitacionales con columnas, muros o marcos verticales nominalmente.*
- 2) *El índice de estabilidad  $I$  es, en todos los niveles, igual o menor que 0.08.*

El efecto  $P\delta$  puede incluirse en el análisis o considerarse al diseñar, por separado, los miembros flexocomprimidos.

*Nota: Si se cumplen las condiciones indicadas, puede hacerse un análisis  $PA$  de segundo orden (despreciando los efectos  $P\delta$  en la respuesta de la estructura). El efecto  $P\delta$  se toma en cuenta en el diseño con el factor  $B1$  definido en el inciso 2.7.2, ecuación 2.7.3.*

c) *Deben considerarse todas las cargas gravitacionales y de cualquier otro tipo que puedan influir en la estabilidad de la estructura.*

### 2.5.2.1. Imperfecciones iniciales

El efecto de las imperfecciones iniciales sobre la estabilidad de la estructura se toma en cuenta de alguna de las maneras siguientes:

a) *Modelándolas directamente en el análisis, inciso 2.5.2.1(a).*

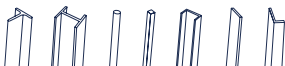
b) *Aplicando fuerzas laterales ficticias, inciso 2.5.2.1(b).*

*Nota: Las imperfecciones consideradas en esta sección son defectos en la posición de los puntos de intersección de los miembros. En estructuras típicas para edificios, la imperfección más importante de este tipo es la falta de alineación vertical de las columnas.*

#### 2.5.2.1 (a). Modelado directo de las imperfecciones

En todos los casos se permite incluir las imperfecciones iniciales directamente en el análisis. La estructura se analiza con los puntos de intersección de los miembros desplazados de sus posiciones teóricas, con las cantidades indicadas en los códigos de prácticas y el patrón que produzca el mayor efecto desestabilizador.

*Nota: La magnitud de los desplazamientos iniciales se basa en las tolerancias de construcción permisibles, especificadas en los códigos de prácticas aplicables, o en imperfecciones reales, si se conocen.*



En el análisis de estructuras regulares que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos, nominalmente verticales, en las que el índice de estabilidad  $I$  no excede de 0.08 en ningún entrepiso, con rigideces ajustadas como se indica en el inciso 2.5.2.2, se permite incluir las imperfecciones iniciales sólo en los análisis por cargas gravitacionales y no en combinaciones que incluyen fuerzas laterales.

### 2.5.2.1 (b). Empleo de fuerzas laterales ficticias para representar las imperfecciones

Las fuerzas laterales ficticias se aplican a un modelo de la estructura basado en su geometría teórica (sin imperfecciones).

*Nota: El uso de las fuerzas laterales ficticias es aplicable a todos los tipos de estructuras, pero el requisito especificado a continuación sólo es válido para la clase particular de estructuras identificadas arriba.*

*Nota: Los valores de las fuerzas ficticias se han calibrado de manera que produzcan en las estructuras los mismos efectos que se obtienen con un análisis plástico estático de segundo orden.*

- 1) Las fuerzas laterales ficticias,  $N_i$ , se aplican en todos los niveles.

Su magnitud debe ser:

$$N_i = 0.003 W_i \quad (2.5.1)$$

$N_i$	fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel $i$
$W_i$	carga gravitacional que actúa en el nivel $i$

*Nota: El coeficiente 0.003 de la ecuación 2.5.1, con el que se calculan las fuerzas laterales ficticias, se basa en una falta de verticalidad nominal inicial del entrepiso de 1/500, incrementada en 0.001, para incluir el efecto de la posible plastificación parcial de las columnas; cuando se justifica el uso de una falta de verticalidad máxima diferente, se permite ajustar el coeficiente proporcionalmente. La falta de verticalidad de 1/500 representa la tolerancia máxima especificada en los códigos de práctica aplicables.*

### 2.5.2.2 Ajustes de las rigideces

En el análisis de la estructura para determinar las resistencias de diseño de sus componentes deben utilizarse rigideces reducidas, como sigue:

- a) Se aplica un factor de 0.80 a las rigideces de todos los componentes que contribuyen a la estabilidad de la estructura.

*Nota: La aplicación de la reducción de rigideces a algunos miembros y no a otros puede, en algunos casos, producir una distorsión artificial de la estructura bajo carga y una posible redistribución de fuerzas no intencional, lo que se evita aplicando la reducción a todos los miembros, incluyendo los que no contribuyen a la estabilidad de la estructura.*

- b) Cuando hay componentes de materiales que no son acero estructural que contribuyen a la estabilidad de conjunto y las especificaciones que gobiernan el diseño de esos materiales requieren reducciones de rigideces mayores, éstas se aplicarán a los componentes mencionados.

## 2.6 Método de la longitud efectiva

### 2.6.1 Limitaciones

Este método es aplicable a estructuras que satisfacen las condiciones siguientes:

- La estructura soporta las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos verticales nominalmente.*
- El cociente del desplazamiento relativo de entrepiso máximo de segundo orden entre el máximo de primer orden (distorsión de entrepiso) es, en todos los entrepisos, menor o igual que 1.5.*

*Nota: El cociente de la distorsión de entrepiso de segundo orden entre la de primer orden puede tomarse igual al factor  $B_2$  del entrepiso, que se calcula como se indica en el inciso 2.7.2.*

### 2.6.2. Resistencias de diseño

- En sistemas estructurales en los que el valor del índice de estabilidad  $I$  (ecuación 2.3.1) no excede de 0.08,  $K$  se toma igual a 1.0, excepto en los casos en que se demuestre, con un análisis racional, que pueden utilizarse valores menores.*
- En sistemas estructurales, marcos rígidos o de otros tipos, en los que el valor del índice de estabilidad  $I$  (ecuación 2.3.1) excede de 0.08, el factor de longitud efectiva,  $K$ , o el esfuerzo crítico de pandeo elástico,  $F_e$ , de las columnas cuyas rigideces en flexión contribuyen a la estabilidad lateral y a la resistencia ante cargas laterales se determinará por medio de un análisis de pandeo lateral de la estructura;  $K$  se hará igual a 1.0 en las columnas que no contribuyan ni a la estabilidad lateral ni a la resistencia ante cargas laterales.*

Como una excepción, se permite usar  $K=1.0$  en el diseño de todas las columnas si el cociente de las distorsiones máximas de segundo orden y las de primer orden es menor o igual que 1.1 en todos los entrepisos.

*Nota: Esto requiere dos análisis, de primer y segundo orden.*

## 2.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

### 2.7.1 Limitaciones

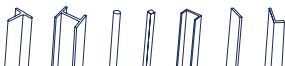
Este procedimiento es aplicable sólo a estructuras regulares, que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos verticales nominalmente, y puede utilizarse también para determinar los efectos P<sub>δ</sub> en cualquier miembro comprimido individual.

### 2.7.2 Determinación de las acciones de diseño

Los momentos producidos por las cargas verticales y las acciones horizontales se evalúan por separado, utilizando métodos convencionales de análisis de primer orden, y los momentos finales se obtienen como se indica a continuación.

Momentos de diseño en los extremos de las columnas:

$$M_{uo} = M_u + B_2 M_p \quad (2.7.1)$$



Momentos de diseño en la zona central de la columna:

$$M_{uo}^* = B_1 (M_u + B_2 M_{tp}) \quad (2.7.2)$$

Con la ecuación 2.5.1 se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto  $P\Delta$ , y con la ecuación 2.5.2 se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto  $P\delta$  cuando éste es significativo.

En general, los momentos  $M_u$  son producidos por cargas verticales y los  $M_{tp}$  por acciones horizontales, de viento o sismo, y por las fuerzas horizontales ficticias del inciso 2.5.2.1 (b), aunque las cargas verticales pueden ocasionar momentos  $M_{tp}$  significativos en estructuras muy asimétricas en geometría, cargas o en ambas.

En marcos que forman parte de estructuras que tienen rigidez suficiente, propia o proporcionada por su interacción con contraventeos, muros de cortante u otros elementos, para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso ( $I = 0.08$ ), no se considera el término  $B_2 M_{tp}$  de las ecuaciones 2.7.1 y 2.7.2, y los momentos  $M_u$  son la suma de los producidos por las acciones verticales y horizontales.

Los factores de amplificación de los momentos,  $B_1$  y  $B_2$ , se calculan con las ecuaciones:

$$B_1 = \frac{C_m}{F - (P_u / F_R P_{e1})} \quad (2.7.3)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 1.2I} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1.2Q \Delta_{OH} \sum P_u}{L \sum H}} \quad (2.7.4)$$

$$\text{O bien, } B_3 = \frac{1}{1 - \frac{1.2Q \sum P_u}{\sum P_{e2}}} \quad (2.7.5)$$

Siempre que sea posible, se recomienda que  $B_2$  se calcule con la ecuación 2.5.4.

*Nota: En las deducciones de las ecuaciones 2.7.4 y 2.7.5 no se considera el efecto  $P\delta$  que ocasiona un incremento de los desplazamientos laterales de conjunto; esa omisión se corrige, aproximadamente, con los factores 1.2 de los denominadores.*

$\sum P_u A_{OH} \sum H$ y $Q$	se definen en el inciso 2.3.3, en relación con la ecuación 2.3.1
$M_{uox}$ y $M_{uoy}$	momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en los extremos de una barra flexocomprimida
$M_{uox}^*$ y $M_{uoy}^*$	momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en la zona central de una barra flexocomprimida
$M_{ti}$ y $M_{tp}$	momentos de diseño de primer orden en los extremos de la columna producidos, respectivamente, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos y por acciones que sí los ocasionan.

En éstas, deben incluirse los efectos de las fuerzas ficticias horizontales que se describen en el inciso 2.5.2.1(b)

$B_1$  factor que tiene en cuenta los efectos  $P\delta$ ; se determina para cada miembro sujeto a compresión y flexión, en cada plano de flexión.  $B_1$  se hace igual a 1.0 en miembros en los que no hay compresión

$B_2$  factor que tiene en cuenta los efectos  $P\Delta$ ; se determina para cada entrepiso de la estructura, en cada dirección de translación lateral

*Nota: Las ecuaciones 2.7.3 y 2.7.4 son aplicables a todos los miembros de todas las estructuras. Sin embargo, los valores de  $B_1$  diferentes de la unidad solo son válidos para momentos en elementos flexocomprimidos;  $B_2$  se aplica a momentos y fuerzas axiales en componentes del sistema que resiste las fuerzas laterales (incluyendo columnas, vigas, contraventeos y muros de cortante).*

$P_u$  fuerza axial de diseño en la columna en consideración

$P_{e1}$  carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está diseñando. Se calcula con un coeficiente  $K$  menor o igual que 1.0, que corresponde a columnas con extremos que no se desplazan lateralmente, aún en los casos en que existen esos desplazamientos; en el cálculo de  $r$  se toma 0.8l cuando se emplea el método de análisis directo, e  $l$  para determinar longitudes efectivas y hacer análisis de primer orden

$$P_{e1} = \pi^2 EA / (KL/r)^2 = \pi^2 EI / (KL)^2$$

$P_{e2}$  carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna;  $K$  es mayor que 1.0; se consideran todas las columnas que contribuyen a la rigidez lateral del entrepiso en consideración

$$\sum P_{e2} = \sum [\pi^2 EA / (KL/r)^2] = \sum [\pi^2 EI / (KL)^2]$$

$L$  longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión

*Nota:  $L$  es, en general, la altura de entrepiso.*

$r$  radio de giro correspondiente

$K$  factor de longitud efectiva en el plano de la flexión. Es menor o igual que 1.0 en el cálculo de  $P_{e1}$  e igual o mayor para determinar  $\sum P_{e2}$

$I$  índice de estabilidad de un entrepiso

$FR$  factor de resistencia, que se toma igual a 0.9

$C_m$  coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante

### 2.7.3 Determinación del coeficiente $C_m$

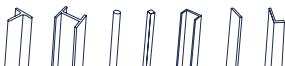
Miembros flexocomprimidos sobre los que no obran cargas aplicadas en puntos intermedios, con o sin momentos en sus extremos

*Para tramos que se flexionan en curvatura simple:*

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1 / M_2 \quad (2.7.6)$$

*Para tramos que se flexionan en curvatura doble:*

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1 / M_2 \quad (2.7.7)$$





$M_1$  y  $M_2$  el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o una parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

## 2.7.5 Miembros flexocomprimidos con cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, con o sin momentos en sus extremos.

*Nota: En esta categoría se incluyen las cuerdas comprimidas de armaduras sujetas a cargas transversales aplicadas entre los nudos y las columnas con cargas transversales entre los apoyos.*

$$C_m = 1 + \Psi P_u / P_e \quad (2.7.8)$$

$$\Psi = \pi^2 \delta_o EI / M_{ou} L^2 - 1 \quad (2.7.9)$$

$I$  momento de inercia alrededor de un eje normal al plano de flexión

$\delta_o$  y  $M_{ou}$  deflexión máxima y momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero.

Si los extremos del miembro están restringidos angularmente

$$C_m = 0.85$$

si no lo están

$$C_m = 1.0$$

o bien con algún método más preciso como el método de cuatro momentos definido en el inciso 6.2.1.1 tomando en cuenta que

$$C_m = 1 / C_b$$

## 3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

### 3.1 Áreas de las secciones transversales

#### 3.1.1 Generalidades

El área total de un miembro,  $A_t$ , es el área completa de su sección transversal, y las áreas netas,  $A_n$ , y netas efectivas,  $A_e$ , son las que se obtienen al hacer las deducciones que se especifican más adelante.

##### 3.1.1.1 Área total

El área total  $A_t$  es igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro.

##### 3.1.2 Área neta de miembros en tensión

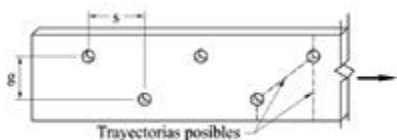
El área neta de un miembro en tensión,  $A_n$ , se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes que lo componen por su ancho neto, que se determina como sigue:

*a) En el cálculo del área neta de barras en tensión o en cortante, el ancho de los agujeros para tornillos se toma 1.5 mm (1/16 pulg) mayor que el diámetro nominal del agujero.*

*Nota: La dimensión nominal de un agujero estándar es igual al diámetro nominal del tornillo más 1.5 mm (1/16 pulg.), luego el diámetro del agujero resulta igual al del tornillo más 3.0 mm (1/8 pulg.).*

*b) Cuando hay uno o varios agujeros en una normal al eje de la pieza, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de los agujeros.*

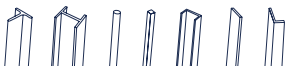
*c) Si los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles para determinar a la que le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los diámetros de todos los agujeros y/o de las dimensiones de las ranuras que se encuentran sobre la trayectoria escogida, y sumando para cada espacio entre agujeros o ranuras la cantidad  $s^2/4g$ , donde "s" es la separación longitudinal centro a centro entre cada dos agujeros consecutivos (paso), y g la separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).*



*Figura 3.1.1 Distribución de zigzag respecto al eje de la pieza*

El ancho total de ángulos se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas menos su grueso. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas es igual a la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos el grueso de éste.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.



### 3.1.3 Área neta efectiva de miembros en tensión

El área neta efectiva de miembros en tensión se calcula como sigue:

Cuando la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro, por medio de tornillos o soldaduras colocados en todas ellas, en proporción a sus áreas transversales, el área neta efectiva  $A_e$  es igual al área neta  $A_n$ .

Cuando la carga se transmite por medio de tornillos colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = U A_n \quad (3.1.1)$$

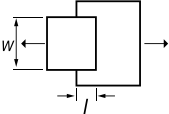
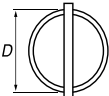
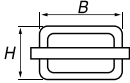
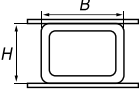
Si la carga se transmite con soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = U A_t \quad (3.1.2)$$

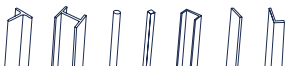
$U$  es un coeficiente de reducción del área, cuyos valores se presentan en la tabla 3.1.1.

**Tabla 3.1.1 Factores de reducción del área neta en conexiones de miembros en tensión**

Caso	Descripción del elemento	Factor U	Ejemplo
1	Todos los miembros en los que la fuerza se transmite directamente, con tornillos o soldadura, a cada uno de los elementos que forman su sección transversal (excepto en los casos 3, 4, 5 y 6).	$U = 1.0$	-----
2	Todos los miembros en tensión, excepto placas y perfiles tubulares, en los que la fuerza se transmite, con tornillos o soldaduras longitudinales, a algunos, pero no todos los elementos planos que forman su sección transversal. En secciones I o H puede usarse como alternativa el caso 7, en ángulos, el 8.	$U = 1 - \bar{x}_l$	
3	Todos los miembros en tensión en los que la fuerza se transmite, con soldaduras transversales, a algunos, pero no todos, los elementos planos que forman su sección transversal.	$U = 1.0$ $A_n = \text{Área de los elementos conectados directamente}$	-----

4	Placas en las que toda la fuerza de tensión se transmite con soldaduras longitudinales.	$l \geq 2w$ $U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w$ $U = 0.87$ $1.5w > l \geq w$ $U = 0.75$		
5	Perfiles tubulares circulares con una placa de conexión concéntrica.	$l \geq 1.3D$ $U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D$ $U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$		
6	Perfiles tubulares rectangulares	Con una sola placa de conexión concéntrica	$l \geq H$ $U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		Con dos placas de conexión laterales	$l \geq H$ $U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles I, H, o técs cortadas de ellos. Puede calcularse U como en el caso 2, y utilizar el valor más grande.	Con patines conectados con tres o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza.	$b_p \geq 2/3d$ $U = 0.90$ $b_p \geq 2/3d$ $U = 0.85$	-----
		Con alma conectada con cuatro o más tornillos en la dirección de la fuerza.	$U = 0.70$	-----
8	Ángulos sencillos o dobles. Puede calcularse U como en el caso 2, y utilizar el valor más grande.	Con cuatro o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza.	$U = 0.80$	-----
		Con dos o tres tornillos por línea en la dirección de la fuerza.	$U = 0.60$	-----

$b_p$ = ancho total del patín,  $d$ = peralte de la sección,  $l$ = longitud de la conexión,  $x$ = excentricidad de la conexión,  $w$ = ancho de la placa,  $B$ = ancho total de un miembro HSS rectangular, medido perpendicularmente al plano de la conexión,  $D$ = diámetro exterior de un miembro HSS circular,  $H$ = peralte total de un miembro HSS rectangular medido en el plano de la conexión.



## 3.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

### 3.2.1 Clasificación de las secciones

#### 3.2.1.1 Miembros en compresión axial

Las secciones transversales de los miembros estructurales comprimidos se clasifican en no-esbeltas y esbeltas, en función de las relaciones ancho/grueso máximas de los elementos planos que las componen. Si esas relaciones no exceden los valores indicados en la tabla 3.3.1 la sección es no-esbelta; en caso contrario es esbelta.

En la tabla 3.3.1 se indican las características geométricas de los diversos tipos de secciones.

#### 3.2.1.2 Miembros en flexión

Se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión debida a flexión o en flexocompresión, de acuerdo con las condiciones que se especifican en la tabla 3.2.2.

##### **Secciones tipo 1**

*Secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q de 3 o 4, pueden alcanzar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura y para desarrollar las ductilidades requeridas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas con los valores de Q indicados.*

##### **Secciones tipo 2**

*Secciones compactas, para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q no mayores de 2, pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas, con factores de comportamiento sísmico reducidos.*

##### **Secciones tipo 3**

*Secciones no-compactas, pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.*

##### **Secciones tipo 4**

*Secciones esbeltas, tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.*

En la tabla 3.2.2 se indican las características geométricas y los ejes de flexión para los diversos tipos de sección.

*Nota: En la figura 3.2.1 se muestran, de manera esquemática, las relaciones carga-deflexión para vigas con secciones de los cuatro tipos. La curva designada comportamiento ideal representa la respuesta más favorable posible. En ella, el momento resistente alcanzaría el valor  $M_p$  (la sección transversal crítica se plastifica por completo) y crecería después, ligeramente, al aumentar las deformaciones, por el endurecimiento por deformación del material. Si el momento resistente plástico,  $M_p$ , se mantiene durante deformaciones inelásticas relativamente grandes, la sección es tipo 1, que permite la redistribución de momentos en la estructura necesaria para que alcance la resistencia prevista por la teoría plástica y pueda utilizarse en diseño sísmico con factores  $Q$  de 3 o 4. Las secciones tipo 2 alcanzan el momento plástico y lo superan ligeramente, pero su capacidad de deformación inelástica es limitada; sin embargo, son útiles para diseño plástico en la mayoría de las estructuras y para diseño sísmico con  $Q \leq 2$ . Las tipo 3 desarrollan una resistencia igual al momento de fluencia,  $M_y$  (el esfuerzo en las fibras extremas es  $F_y$ ; el resto de la sección se mantiene en el intervalo elástico), y las tipo 4 se pandean localmente bajo esfuerzos que pueden ser mucho menores que el de fluencia.*

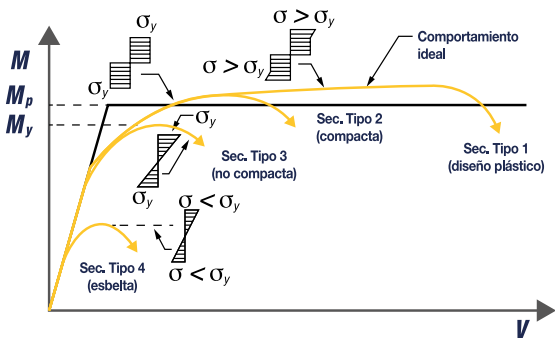
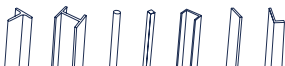


Figura 3.2.1 Relaciones momento-deflexión de vigas



Elementos no atiesados (3)	Descripción del elemento	$\lambda$	$\lambda^{(1)}$ Sección tipo 1, 2 o 3	Ejemplos
	Patines de secciones I o H laminadas, placas que sobresalen de esas secciones, alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente, patines de canales y de tés.	$b/t$ o $b/t_p$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones I o H formadas por placas soldadas, placas o alas de ángulos que sobresalen de ellas, atiesadores.	$b/t$ o $b/t_p$	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}^{(2)}$	
	Alas de ángulos sencillos o de ángulos dobles con separadores, elementos soportados a lo largo de uno solo de sus bordes longitudinales.	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de tés.	$d/t$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones I o H con dos ejes de simetría y de canales.	$h/t_a$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de grueso uniforme de secciones HSS y en cajón, rectangulares.	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubre placas en los patines, placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras.	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Todos los elementos atiesados restantes.	$b/t$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones HSS circulares.	$D/t$	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Tabla 3.2.1 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso. Elementos que forman parte de miembros en compresión pura.

a)  $\lambda$  es la relación que separa los elementos no-esbeltos de los esbeltos.

b)  $k_c = 4/\sqrt{h/t_a}$  pero  $0.39 \leq k_c \leq 0.76$

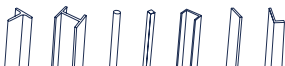
c) Para la definición de elementos no atiesados y atiesados ver los incisos 3.2.3.1 y 3.2.3.2.

Elementos no atesados <sup>(3)</sup>	Descripción del elemento	$\lambda$	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 1	$\lambda_p$ Sección tipo 2	$\lambda_r$ Sección tipo 3
	Patines de secciones laminadas I, H, canales y tés.	$b/t_p$	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Patines de secciones I o H formadas por placas soldadas, con dos o un eje de simetría.	$b/t_p$	-----	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E^{(a)(b)}}{F_L}}$
	Alas de ángulos sencillos.	$b/t$	-----	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Patines de todas las secciones I, H y canal flexionadas alrededor del eje de menor inercia.	$b/t_p$	-----	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Almas de secciones T.	$d/t_a$	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Almas de secciones I y H con dos ejes de simetría y de canales.	$h/t_a$	$2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Almas de secciones I y H con un solo eje de simetría.	$h_c/t_a$	-----	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda$ $(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09)^2$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Patines de secciones HSS y en cajón de paredes de grueso uniforme, ambas rectangulares.	$b/t$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Cubre placas en los patines y diafragmas entre líneas de sujetadores o soldaduras.	$b/t$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de secciones en cajón y HSS rectangulares.	$h/t$	-----	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
HSS de sección circular.	$D/t$	$0.038\frac{E}{F_y}$	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	
Almas flexocomprimidas.	$h/t_a$	$3.75\sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.4 \frac{P_0}{F_R P_y}\right)$	$3.75\sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.6 \frac{P_0}{F_R P_y}\right)$	$5.6\sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.74 \frac{P_0}{F_R P_y}\right)$	

Tabla 3.2.2 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso. Elementos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión

a) Ver nota (2) de la tabla 3.2.1.

b)  $F_L = 0.7 F_y$ , para flexión alrededor del eje de mayor inercia de secciones H o I formadas por placas soldadas, con alma compacta o no-compacta, y  $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7 F_L = F_y$ ,  $S_{xt}/S_{xc} > 0.5 F_y$ , para secciones iguales a las anteriores, con  $S_{xt}/S_{xc} < 0.7 F_L =$  esfuerzo de flexión del patin en compresión;  $S_{xt}$  y  $S_{xc}$  = módulos elásticos de la sección, referidos a los patines en compresión y tensión, respectivamente, considerados con respecto al eje X.





c) *Ver nota (3) de la tabla 3.2.1.*

*CG* = centro de gravedad

*ENP* = eje neutro plástico

*hc* = dos veces la distancia desde el CG a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines

*hp* = dos veces la distancia desde el ENP a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines

### 3.2.2 Relaciones ancho/grueso máximas

Si la placa forma parte de un miembro en compresión pura, y su relación ancho-grueso no excede el límite indicado en la tabla 3.2.1, es un elemento no-esbelto; si la excede, es esbelto.

Si el miembro trabaja en flexión o flexocompresión, las relaciones ancho/grueso de los elementos planos de los tipos definidos arriba no deben exceder los valores de la tabla 3.2.2, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local. Las secciones en las que se exceden los límites correspondientes a las tipo 3 son tipo 4.

Para que una sección clasifique en uno de los tipos, todos los elementos planos que la componen deben satisfacer las relaciones ancho/grueso propias de ese tipo.

En las secciones tipo 1 o 2 formadas por placas soldadas los patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua.

### 3.2.3 Ancho

#### 3.2.3.1 Elementos planos no atiesados

Son elementos planos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho  $b$  o  $d$  se toma igual a:

- a) *En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras o tornillos.*
- b) *En alas de ángulos, patines de canales y zetas, la dimensión nominal total.*
- c) *En almas de tés, el peralte nominal total.*
- d) *En patines de secciones I, H y T la mitad de la dimensión nominal total.*
- e) *En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.*

#### 3.2.3.2 Elementos planos atiesados

Son elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión.

Su ancho  $h$ ,  $h_c$  o  $b$  se toma igual a:

- a) *En almas de secciones laminadas,  $h$  es la distancia libre entre patines menos los radios de las curvas de unión con ellos; en secciones asimétricas  $h_c$  es el doble de la distancia del centro de gravedad a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines*

b) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, el ancho  $b$  es la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras o tornillos

c) En patines de secciones laminadas en cajón (HSS),  $b$  es la distancia libre entre almas, y  $h$  la distancia libre entre patines, en ambos casos menos los radios de las dos curvas de unión. Si no se conocen los radios, las distancias libres menos tres veces el grueso de las paredes

d) En almas de secciones formadas por placas,  $H$ ,  $I$  o en cajón,  $h$  es la distancia entre líneas adyacentes de tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines

e) En almas de secciones de lámina delgada laminadas en caliente o dobladas en frío,  $h$  es la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte

### 3.2.4 Grueso

En elementos de grueso uniforme, es igual al valor nominal. En patines de espesor variable se toma el grueso nominal medido a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.

### 3.2.5 Secciones tipo 4 (esbeltas) en elementos planos

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite  $\lambda_r$  de las tablas 3.2.1 y 3.2.2, deben utilizarse anchos efectivos reducidos  $b_e$ , que se calculan como se indica en los incisos siguientes.

#### 3.2.5.1 Anchos efectivos de elementos planos atesados comprimidos uniformemente

Los anchos efectivos,  $b_e$ , de elementos planos atesados comprimidos uniformemente, se determinan con las expresiones:

$$b_e = b \quad \text{si} \quad \lambda_a \leq 0.673 \quad (3.2.1)$$

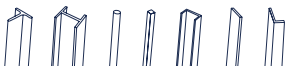
$$b_e = \rho b \quad \text{si} \quad \lambda_a > 0.673 \quad (3.2.2)$$

$$\rho = \frac{1 - 0.22 / \lambda_a}{\lambda_a} \quad (3.2.3)$$

$$F_e = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (3.2.4)$$

$b$	ancho total del elemento plano
$t$	grueso del elemento plano
$k$	coeficiente de pandeo de placas igual a 4.0 para elementos atesados soportados por un alma en cada borde longitudinal

Para placas que formen parte de miembros en compresión  $f$  se toma igual al esfuerzo nominal en compresión,  $F_n$  (ver sección 5.2).



### 3.2.5.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente

Los anchos efectivos,  $b_e$ , de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente se determinan con las ecuaciones 3.2.1 a 3.2.4, haciendo  $k = 0.43$  en la ecuación 3.2.4.

### 3.2.6 Secciones circulares huecas

En secciones circulares huecas la relación ancho/grueso se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el grueso de la pared.

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de secciones circulares huecas de pared delgada comprimida, y con relación diámetro/grueso,  $D/t$ , mayor que el límite  $\lambda_r$  de las tablas 3.2.1, pero que no excede de  $0.45 E/F_y$ , debe utilizarse un área efectiva,  $A_e$ , que se calcula con la ecuación:

$$A_e = \left( \frac{0.038E}{F_y (D/t)} + \frac{2}{3} \right) A \leq A \quad (3.2.5)$$

<b><i>D</i></b>	diámetro exterior de la sección
<b><i>t</i></b>	grueso de la pared
<b><i>A</i></b>	área total, no reducida, de la sección transversal

## 4. MIEMBROS EN TENSIÓN

Se tratan aquí miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro, que trabaja en flexotensión.

En el diseño de miembros en tensión se consideran los estados límite de fluencia en la sección total y de fractura en la sección neta.

### 4.1 Estados límite

En el diseño de miembros en tensión se consideran los estados límite de fluencia en la sección total y de fractura en la sección neta.

### 4.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de un miembro en tensión,  $R_t$ , es la menor de las calculadas con las ecuaciones 4.2.1 y 4.2.2

a) Estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_R F_y A \quad (4.2.1)$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = F_R F_u A_e \quad (4.2.2)$$

$F_R$	factores de resistencia, iguales a 0.9 para el estado límite (a), 0.75 para el (b)
$A$	área total de la sección transversal del miembro
$A_e$	área neta efectiva, calculada de acuerdo con el inciso 3.1.3
$F_y$	valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material
$F_u$	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

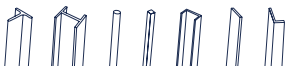
En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva,  $A_e$ , de la ecuación 4.2.2 es igual al área total,  $A$ .

### 4.3 Miembros armados

#### 4.3.1 Separación entre elementos de unión

Los elementos intermitentes que unen entre sí dos o más perfiles, placas o barras, que forman un miembro armado en tensión, deben colocarse con separaciones tales que la relación de esbeltez de cada elemento componente, determinada entre puntos de interconexión, no exceda de 300.

Los elementos que constituyen los miembros en tensión formados por dos placas en contacto, o por un perfil y una placa, deben estar conectados entre sí de manera que la separación entre tornillos o la distancia libre entre soldaduras, no exceda de 36 veces el grueso de la placa más delgada ni de 450 mm.

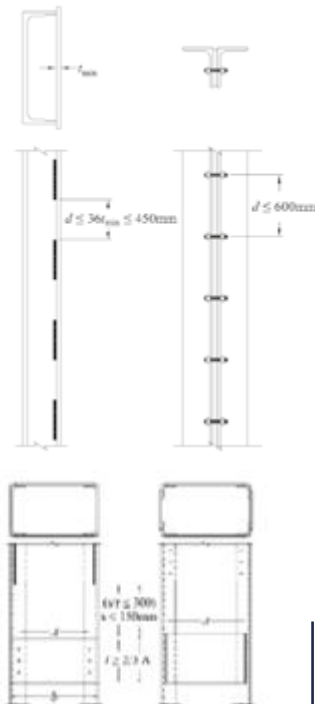


Si los miembros están formados por dos o más perfiles en contacto, la distancia libre entre tornillos o soldaduras no debe exceder 600 mm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

En cualquiera de los casos anteriores pueden requerirse separaciones menores que las indicadas, ya sea por exigencias de la transmisión de carga o para sellar superficies inaccesibles.

### 4.3.2 Elementos de unión entre piezas principales

Cuando los miembros en tensión están formados por dos o más componentes principales separados, deben unirse entre sí por medio de placas u otros elementos colocados en las caras abiertas de la sección completa. Cuando son placas, incluyendo las colocadas en los extremos del miembro, deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia transversal entre las líneas de tornillos o soldaduras que los unen a los componentes principales del miembro, y la separación entre ellas será tal que la relación de esbeltez de los componentes principales, calculada entre placas de unión, no exceda de 300. El grueso de los elementos de liga, cuando sean placas, no será menor que 1/60 de la distancia transversal entre tornillos o soldaduras, y la separación longitudinal entre los elementos de unión no excederá de 150 mm.



**Figura 4.3.1** Detalles de unión con placas en elementos armados

## 4.4 Relaciones de esbeltez

Las relaciones de esbeltez de miembros en tensión pueden tener cualquier valor, sin límite superior.

*Nota: Se recomienda que la relación de esbeltez no exceda de 300 (inciso 2.3.1). Este límite no es aplicable a varillas, cables y tirantes en tensión.*

## 5. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

### 5.1 Estados límite

En el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 o 3 con dos ejes de simetría, en cajón, o de cualquier otra forma, para los que pueda demostrarse que no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión, se considera el estado límite de inestabilidad por flexión. En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o técs, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta, además, los estados límite de pandeo por torsión y por flexotorsión. En secciones tipo 4 se consideran los estados límite combinados de flexión, torsión, o flexotorsión, y pandeo local.

En columnas armadas, del tipo de las formadas por cuatro ángulos ligados entre sí por celosías, se consideran los estados límite del miembro completo y de cada uno de los elementos comprimidos que lo forman.

### 5.2 Resistencia de diseño

Estado límite de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

#### 5.2.1 Miembros de sección transversal H, I, circular o rectangular hueca:

$$R_c = F_R \chi F_y A = F_R F_n A \quad (5.2.1)$$

$F_R$	factor de resistencia igual a 0.9
$A$	área total de la sección transversal de la columna
$F_n = \chi F_y$	esfuerzo nominal de compresión
$\chi$	factor de reducción por esbeltez

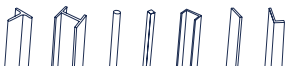
$$\chi = [1 + \lambda_c^{2n}]^{-1/n} = \left[ 1 + \left( \frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-1/n} \quad (5.2.2)$$

$\lambda_c$       parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e} \quad (5.2.3)$$

$F_e$       esfuerzo crítico de Euler

$$F_e = \pi^2 E / (KL/r)^2 \quad (5.2.4)$$



- $KL/r$**  relación de esbeltez máxima de la columna
- $n$**  coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes, para las secciones más comunes empleadas como columnas:
- $n = 2.0$**  en columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4220 kg/cm<sup>2</sup>) y con patines de no más de 50 mm de grueso, columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas en caliente o formadas en frío y tratadas térmicamente, o hechas con cuatro placas soldadas, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4 220 kg/cm<sup>2</sup>), y todos los perfiles con dos ejes de simetría relevados de esfuerzos residuales, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 3.2.1.
- $n = 1.4$**  en columnas de sección transversal H o I laminadas con patines de más de 50 mm de grueso o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 3.2.1.
- $n = 1.0$**  en columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 3.2.1, flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales.

*Nota: Los valores  $n = 1.4$  y  $n = 1.0$  se refieren a aceros de grado menor que 60 o con límite de fluencia menor que 414 MPa (4220 kg/cm<sup>2</sup>). La ecuación 5.2.1 se obtuvo con un estudio analítico-experimental en el que se incluyeron, entre otros, esfuerzos residuales, defectos geométricos iniciales y plastificación creciente del material. Se obtuvieron tres curvas de diseño, que proporcionan la resistencia en compresión de columnas de diversos tipos, en función de su esbeltez. Esas tres curvas se obtienen introduciendo en la ecuación 5.2.2 cada uno de los valores del coeficiente  $n$  que se proporcionaron arriba. La tabla 5.2.1 incluye información adicional para otros perfiles, menos comunes.*

Características del perfil de acero		Eje	Esfuerzos de fluencia nominal del acero, $F_y$ , Mpa (kg/cm <sup>2</sup> )				
			$\leq 248$ Mpa ( $\leq 2530$ kg/cm <sup>2</sup> )	$\leq 249$ – 344 Mpa $\leq 2535$ – 3510 kg/cm <sup>2</sup> )	Gr. 50 345 Mpa (3510 kg/cm <sup>2</sup> )	$\leq 346$ – 620 Mpa $\leq 3520$ – 6325 kg/cm <sup>2</sup> )	Gr. 90 > 621 Mpa ( $> 6330$ kg/cm <sup>2</sup> )
I o H laminadas	Perfiles estándar	Mayor	1.4	1.4	2.0	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
	Pesados ( $t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
I o H armadas	Placa estándar	Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
	Placa gruesa ( $t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.0	1.4	1.4
Sección armada cajón con 4 placas	Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0	
	Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0	
Tubos cuadrados o rectangulares	Laminados en frío	Mayor	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
	Tratados térmicamente	Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		Menor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Tubos circulares	Laminados en frío	N/A	1.4	1.4	1.4	1.4	
	Laminados en caliente	N/A	2.0	2.0	2.0	2.0	
Todos los perfiles relevados de esfuerzos residuales	Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	
	Menor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	

N/A= No aplica

Tabla 5.2.1 Valores del coeficiente  $n$

Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en 5.2.1(a):

$R_c$  se calcula con la ecuación 5.2.1, con  $n = 1.4$

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.9

## 5.2.2 Estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión de miembros sin elementos esbeltos

Los estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión deben revisarse en miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos y térs, o con dos ejes de simetría, pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las hechas con placas muy delgadas.

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 1, 2 o 3, la resistencia de diseño,  $R_c$ , se determina con las ecuaciones 5.2.1 a 5.2.3, con  $n = 1.4$  y  $F_R = 0.90$ , sustituyendo  $F_e$  por el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión que se determina de acuerdo con los incisos 5.2.2.1 a 5.2.2.3.

### 5.2.2.1 Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{I}{I_x + I_y} \quad (5.2.5)$$

Deben revisarse, también, las ecuaciones 5.2.10 y 5.2.11.

### 5.2.2.2 Columnas de sección transversal con un eje de simetría

$$F_e = \frac{F_{ex} + F_{ey}}{2H} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ex} F_{ey} H}{(F_{ex} + F_{ey})^2}} \right] \quad (5.2.6)$$

Debe revisarse, también, la ecuación 5.2.11.

*Nota: En la ecuación 5.2.6 se ha supuesto que el eje de simetría es el X; cuando sea el Y, se harán los cambios de subíndices apropiados.*

### 5.2.2.3 Columnas con secciones transversales sin ningún eje de simetría

$F_e$  es la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})(x_o/r_o)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})(y_o/r_o)^2 = 0 \quad (5.2.7)$$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + (I_x + I_y) / A \quad (5.2.8)$$

$$H = 1 - (x_o^2 + y_o^2) / r_o^2 \quad (5.2.9)$$

$$F_{ex} = \pi^2 E / (K_x L_x / r_x)^2 \quad (5.2.10)$$

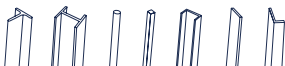
$$F_{ey} = \pi^2 E / (K_y L_y / r_y)^2 \quad (5.2.11)$$

$$F_{ez} = [GJ + (\pi^2 EC_a) / (K_z L_z)^2] I / (Ar_o^2) \quad (5.2.12)$$

**E** módulo de elasticidad

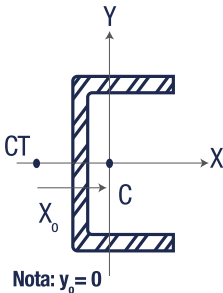
**G** módulo de elasticidad al esfuerzo cortante

**J** constante de torsión de Saint Venant

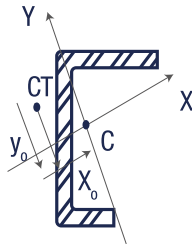




$C_a$	constante de torsión por alabeo
$I_x, I_y$	momentos de inercia de la sección transversal de la columna alrededor de cada uno de sus ejes centroidales y principales X y Y
$L_x, L_y, L_z$	longitudes libres para pandeo por flexión alrededor de los ejes X, Y y para pandeo por torsión
$K_x, K_y, K_z$	factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
$x_0, y_0$	distancia del centro de torsión al centroide a lo largo de un sistema de ejes centroidales y principales
$r_x, r_y$	radios de giro de la sección transversal de la columna respecto a los ejes centroidales y principales X y Y
$r_0$	radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión



a) Un eje de simetría



b) Ningún eje de simetría

Figura 5.2.1 Centroide (C) y centro de torsión (CT)

Nota: En secciones I con dos ejes de simetría,  $C_a$  puede tomarse igual a  $(I_y h^2) / 4$ , donde  $h$  es la distancia entre los centroides de los patines.

### 5.2.3 Estados límite de pandeo local de miembros con elementos esbeltos

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, cualquiera que sea la forma de la sección, pero siempre que esté formada por elementos planos, la resistencia de diseño en compresión,  $R_c$ , se determina como se indica en los incisos 5.2.1 y 5.2.2, sustituyendo el área total,  $A$ , por el área efectiva,  $A_e$ , que se determina de acuerdo con el inciso 3.2.5.

*Nota: En la determinación de los parámetros relacionados con la esbeltez se utilizan las propiedades geométricas de la sección transversal completa.*

### 5.2.4 Estados límite de pandeo local en columnas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca de pared delgada, sometidas a compresión axial, cuyas relaciones diámetro exterior/grueso de pared ( $D/t$ ) son mayores que  $0.11E/F_y$ , pero no exceden de  $0.45E/F_y$ , se calcula como se indica en el inciso 5.2.1, con  $n = 1.4$  y sustituyendo el área total,  $A$ , por el área efectiva,  $A_e$ , que se determina de acuerdo con el inciso 3.2.6.

En secciones circulares huecas no es crítico el pandeo por torsión. No se recomienda el diseño de columnas de sección transversal circular hueca con una relación diámetro exterior/grueso,  $D/t$ , mayor que  $0.45E/F_y$  (inciso 3.2.1).

## 5.3 Miembros armados por varios perfiles

Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que los constituyen, deben satisfacer los requisitos de las secciones 2.3 y 3.2.

Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí, en sus extremos, de una manera que asegure el trabajo de conjunto.

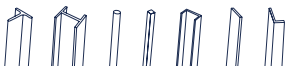
### 5.3.1 Separación entre tornillos o soldaduras

Los componentes individuales de miembros en compresión compuestos por dos o más secciones deben estar conectados entre sí en puntos separados a una distancia  $a$ , de manera que la esbeltez efectiva  $Kal/ri$  de cada sección componente, entre los sujetadores, no exceda del 75 % de la relación de esbeltez que controla el diseño del miembro armado. En el cálculo de la relación de esbeltez de cada tramo se utiliza su radio de giro menor,  $ri$ .

La conexión de los elementos con la placa de apoyo se hará con soldadura o con tornillos pretensados.

En los extremos de miembros armados en compresión, incluyendo los apoyados en placas base o superficies terminadas, todos los componentes en contacto uno con otro deben estar unidos por una soldadura de longitud no menor que el ancho máximo del miembro, o por tornillos espaciados longitudinalmente no más de cuatro diámetros en una distancia igual a 1.5 veces el máximo espesor del miembro.

Entre las conexiones en los extremos indicadas arriba, y exceptuando los casos en que se requiera una separación menor para transmitir las cargas o para sellar superficies inaccesibles, la separación longitudinal entre tornillos intermedios, medida a lo largo de la línea en que están colocados, o la separación longitudinal libre entre soldaduras intermitentes, no será mayor que el que sea aplicable de los valores siguientes:



a)  $0.75 t\sqrt{E/F_y}$ , sin exceder de 300 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección en los casos en que están conectadas por medio de tornillos colocados en todas las líneas de gramil, o de soldaduras intermitentes depositadas a lo largo de los 0.75 bordes.

b)  $1.12 t\sqrt{E/F_y}$  sin exceder de 450 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que los tornillos o soldaduras intermitentes que los conectan están colocados alternados en líneas paralelas.

$t$       grueso de la placa exterior

$F_y$       esfuerzo de fluencia mínimo garantizado del acero de la placa exterior

Los requisitos anteriores no siempre proporcionan un ajuste continuo entre los elementos en contacto. Cuando la corrosión pueda constituir un problema serio, puede ser necesario disminuir la separación entre tornillos o soldaduras, o colocar soldaduras a todo lo largo de los bordes.

Para los límites de separación longitudinal entre tornillos de elementos en contacto continuo, como una placa y un perfil o dos placas, ver el inciso 10.3.8.

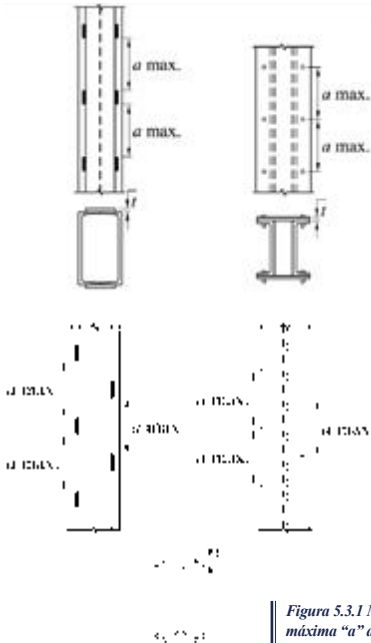


Figura 5.3.1 Miembros armados. Separación máxima "a" de elementos de unión

### 5.3.2 Relaciones de esbeltez

En miembros comprimidos formados por dos o más perfiles laminados, en contacto o separados unos de otros, unidos por medio de elementos intermitentes (miembros armados), la relación de esbeltez de cada perfil, basada en su radio de giro mínimo y la distancia entre puntos de unión, no será mayor que el 75 % de la del miembro armado completo. La resistencia en compresión del miembro armado se basa en:

a) *La relación de esbeltez del miembro armado completo, con respecto al eje apropiado, cuando la forma de pandeo no produce deformaciones relativas que ocasionen fuerzas cortantes en los elementos de conexión entre perfiles individuales (ejemplo: dos canales unidas entre sí por los patines, con placas interrumpidas, que se pandean por flexión alrededor del eje paralelo a las placas).*

b) *Una relación de esbeltez modificada, respecto al eje normal al considerado en el inciso 5.3.2(a), cuando la forma de pandeo produce deformaciones relativas que ocasionan fuerzas cortantes en los elementos de unión; su valor es:*

1) Cuando los sujetadores intermedios son tornillos no pretensados (al apriete):

$$(KL/r)_n = \sqrt{(KL/r)_0^2 + (a/r_i)^2} \quad (5.3.1)$$

2) Cuando los sujetadores intermedios son soldadura o tornillos pretensados:

Para  $a/r_i \leq 40$

$$(KL/r)_n = (KL/r)_0 \quad (5.3.2)$$

Para  $a/r_i > 40$

$$(KL/r)_n = \sqrt{(KL/r)_0^2 + (K_i a/r_i)^2} \quad (5.3.3)$$

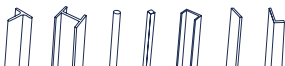
$(KL/r)_m$  relación de esbeltez modificada del miembro armado

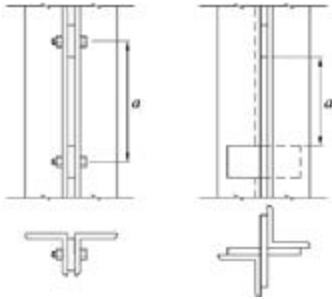
$(KL/r)_0$  relación de esbeltez del miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad en la dirección de pandeo considerado  
a distancia entre tornillos o distancia libre entre soldaduras

$r_i$  radio de giro mínimo del elemento individual

$K_i$  = 0.5 para ángulos espalda con espalda  
= 0.75 para canales espalda con espalda  
= 0.85 para todos los otros casos

c) *Cuando el miembro armado está formado por dos perfiles laminados unidos entre sí, en contacto o separados solamente por una placa, tales como ángulos o canales espalda con espalda, o con celosía o placas interrumpidas, la relación de esbeltez máxima de las partes componentes, entre conectores o soldaduras, se basará en un factor de longitud efectiva de 1.0 cuando los conectores son tornillos no pretensados y de 0.65 cuando se usa soldadura o tornillos pretensados.*





**Figura 5.3.2 Miembros armados. Separación “a” entre elementos de unión**

Si el miembro en compresión consiste en dos ángulos en estrella, unidos entre sí cuando menos en los tercios de su longitud, no es necesario revisar si se satisfacen los requisitos de esta sección.

Los sujetadores y las placas de unión, si las hay, del inciso 5.3.2(c), se diseñan para que resistan una fuerza no menor que el uno por ciento de la compresión total en el miembro armado.

### 5.3.3 Elementos para armar los miembros

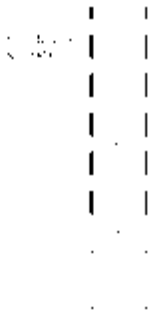
Los lados abiertos de miembros comprimidos formados por placas o perfiles se conectarán entre sí por medio de celosías o placas de unión perforadas.

#### 5.3.3.1 Placas de unión perforadas

Las placas de unión perforadas con una sucesión de agujeros de acceso, deben ser continuas a lo largo del miembro armado. El ancho,  $b$ , es la menor distancia transversal entre las líneas de tornillos o soldaduras que unen la placa a los componentes principales, y el área neta,  $A_n$ , de la placa se considera en el agujero de mayor ancho.

Se considera que el área neta de la placa,  $A_n$ , contribuye a la resistencia sólo si se cumple con los requisitos siguientes:

- La relación ancho/espesor debe satisfacer los límites de la tabla 3.2.1*
- La relación entre la longitud,  $l_a$ , (en la dirección de la fuerza) y el ancho,  $b_a$ , del agujero de acceso no excede de*
- La distancia libre entre perforaciones en la dirección de la fuerza no es menor que la distancia transversal entre líneas próximas de tornillos o soldaduras*
- La periferia de las perforaciones en todos los puntos debe tener un radio mínimo de 38 mm.*



**Figura 5.3.3 Placas de unión perforadas para armar miembros**

Las celosías constituirán un sistema triangulado completo formado por soleras, varillas o perfiles.

La separación de las uniones de los elementos de las celosías con los componentes principales será tal que la relación de esbeltez de cada elemento principal, determinada entre los puntos de conexión, no sea mayor que el 75 % de la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro completo.

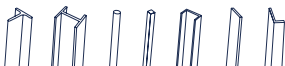
La celosía debe diseñarse para resistir una fuerza cortante, normal al eje longitudinal del miembro completo, no menor que el 2 % de la fuerza de compresión total en el miembro, más la fuerza cortante producida por fuerzas transversales, cuando las haya.

La relación de esbeltez de los elementos que forman la celosía no excederá de 140 si la celosía es sencilla, ni de 200 cuando sea doble.

Cuando se emplee celosía sencilla, la longitud efectiva es la distancia entre conexiones con los elementos principales. Si la celosía es doble la longitud efectiva es el 70 por ciento de la distancia anterior y los elementos que la forman deben estar unidos entre sí en sus intersecciones.

El ángulo  $\theta$  que forman los elementos de la celosía con el eje longitudinal del miembro completo será, de preferencia, no menor de 45 grados para celosía doble, ni de 60 grados para la sencilla.

*Nota: Si la distancia entre las líneas de soldaduras o tornillos que la conectan con los patines es mayor de 380 mm, es preferible que la celosía sea doble o esté hecha con ángulos.*



En los extremos de las celosías y en puntos intermedios en que éstas se interrumpen, se colocarán diafragmas en el plano de la celosía, formados por placas o perfiles. Los diafragmas se colocarán tan cerca de los extremos como sea posible.

Las placas extremas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las conectan a los elementos principales del miembro. La longitud de las placas intermedias será, como mínimo, la mitad de la anterior. El grueso de las placas no será menor que 1/50 de la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las unen a los elementos principales, y la separación longitudinal entre tornillos o la distancia libre entre soldaduras, no excederá de 150 mm. Se colocarán, cuando menos, tres tornillos en cada extremo de la placa, o soldadura con una longitud total no menor de un tercio de la longitud de la placa.

La longitud y el grueso de las placas extremas o intermedias pueden ser menores que los especificados en el párrafo anterior, o pueden utilizarse perfiles en vez de placas, si se efectúa un estudio que justifique estas modificaciones.

Los perfiles utilizados como diafragmas deben dimensionarse y conectarse para transmitir, de un componente principal al otro, una fuerza cortante igual al 5 % de la compresión axial total en el miembro.

### 5.3.4 Elementos perpendiculares a los principales

En las caras abiertas de miembros armados comprimidos que no soportan flexión primaria, además de la carga axial, pueden utilizarse elementos perpendiculares al eje longitudinal de la columna, constituidos por placas o perfiles, en vez de la celosía. Deben colocarse placas en los extremos del miembro, en puntos intermedios donde la columna esté soportada lateralmente, y en todas las posiciones adicionales que sean necesarias para que se satisfagan los requisitos del inciso 5.3.3.

Cuando los elementos mencionados arriba son planos (placas interrumpidas), su dimensión, medida a lo largo del eje de la columna, no debe ser menor que la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las conectan a los componentes principales del miembro, ni su grueso menor que 1/60 de esa distancia. Las placas de unión y sus conexiones deben dimensionarse de manera que resistan, simultáneamente, una fuerza cortante  $V$  y un momento  $M$  dados por:

$$V=0.025P_u d/ an \quad (5.3.4)$$

$$M=0.025P_u d/ 2n \quad (5.3.5)$$

$d$	distancia entre centros de placas de unión, medida a lo largo del eje de la columna
$a$	separación entre líneas de tornillos o soldaduras que conectan las placas de unión con los componentes principales del miembro
$n$	número de planos paralelos en los que están colocados las placas de unión
$P_u$	fuerza axial de diseño que actúa en el miembro unión

## 6. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)

Este capítulo es aplicable a vigas laminadas y a trabes hechas con placas soldadas.

### 6.1 Estados límite

En el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

- Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas
- Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos
- Iniciación del flujo plástico en la sección crítica, fluencia (F)
- Pandeo lateral por flexotorsión (PLT)
- Pandeo local del patín comprimido (PLP)
- Pandeo local del alma, producido por flexión (PLA)
- Plastificación del alma por cortante
- Pandeo local del alma por cortante
- Tensión diagonal en el alma
- Flexión y fuerza cortante combinadas
- Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales
- Fatiga

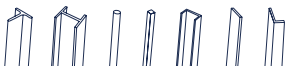
Además, deben considerarse también estados límite de servicio, principalmente por deformaciones y vibraciones.

Sección del capítulo	Sección transversal	Patín	Alma	Estados Límite
6.3		C	C	F PLT
6.4		NC E	C NC	F PLT PLP
6.5		C NC E	E	F PLT PLP
6.6		C NC E	NA	F PLP
6.7		C NC E	C NC	F PLP PLA
6.8		NA	NA	F PL
6.9		C NC E	NA	F PLT PLP PLA
6.10		NA	NA	F PLT PLAA
6.11		NA	NA	F PLT
6.12	Asimétrica	NA	NA	Todos

Simbología:	
C	Compacta
NC	No compacta
E	Esbelta
F	Iniciación de flujo plástico en la sección crítica, fluencia
PLT	Pandeo lateral por flexotorsión
PLP	Pandeo local del patín comprimido
PLA	Pandeo local del alma por flexión
FTP	Fluencia del patín en tensión
PLAA	Pandeo local en alas de ángulos
PL	Pandeo local
NA	No aplica

**Tabla 6.1.1 Estados límites aplicables a las diversas secciones**





## 6.2 Consideraciones generales y resistencias nominales

1. En todos los casos de este capítulo el factor de reducción de resistencia  $F_R=0.90$  excepto cuando se indique otra cosa.

2. Para las ecuaciones en esta sección se considera que no hay rotación inicial alrededor del eje longitudinal entre secciones soportadas.

3. Para miembros con secciones con un eje de simetría en curvatura simple, y para aquellos con secciones doblemente simétricas, el factor de pandeo lateral por flexotorsión,  $C_b$ , se determina conforme el inciso 6.2.1.

4. Para miembros con sección transversal con un eje de simetría en curvatura doble, por ejemplo, secciones I con patines de ancho o espesores diferentes, el pandeo lateral por flexotorsión se deberá verificar para cada uno de los patines.

### 6.2.1 Factor de pandeo lateral por flexotorsión, $C_b$

Con este factor se incluyen en el diseño los efectos de la variación del momento entre puntos con soporte lateral. De manera conservadora se puede considerar  $C_b=1.0$ .

En la deducción del valor de  $C_b$  se hacen las suposiciones siguientes:

1. El elemento es doblemente simétrico, o con un eje de simetría en curvatura simple.
2. Las cargas están aplicadas en el centro de cortante del elemento.
3. La sección transversal del elemento, en los puntos soportados lateralmente, está restringida al desplazamiento lateral y por torsión.
4. No hay cargas laterales aplicadas entre puntos soportados lateralmente.

Para vigas en voladizo en las que el extremo libre no tiene restricción lateral:

$$C_b=1.0$$

*Nota: El factor  $C_b$  permite un diseño en flexión menos conservador, por lo que en caso de no cumplir alguno de los requisitos indicados en esta sección, se utiliza el valor conservador de 1.0.*

*En ningún caso se permite que el máximo momento nominal exceda el momento plástico, es decir,  $C_b M_n \leq M_p$ . Para miembros con secciones doblemente simétricas y sin carga transversal entre los soportes transversales,  $C_b=1.0$  para momentos extremos iguales y de sentido opuesto (curvatura simple);  $C_b=2.5$  para momentos iguales y del mismo sentido (curvatura doble) y  $C_b=1.67$  cuando el momento en un extremo es cero.*

#### 6.2.1.1 Método de los cuatro momentos

Este método permite el cálculo del factor  $C_b$  para la mayoría de los casos comunes de variación del momento. El valor del factor se determina con la ecuación 6.2.1, para lo que requieren los valores absolutos de los momentos en cuatro secciones transversales del tramo no contraventeado de la viga (Figura 6.2.1).

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (6.2.1)$$

$M_{\max}$  momento máximo, en valor absoluto, en el segmento comprendido entre secciones soportadas lateralmente, incluyéndolas a ellas.

$M_A$  momento en valor absoluto, a un cuarto del inicio del segmento no soportado lateralmente.

- $M_B$  momento en valor absoluto, en el centro del segmento no soportado lateralmente.
- $M_C$  momento en valor absoluto, a tres cuartos del inicio del segmento no soportado lateralmente.

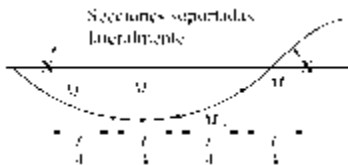


Figura 6.2.1 Localización de los momentos para el método de los cuatro momentos

*Nota: Este método da resultados no conservadores en los casos en que hay cambios abruptos en el diagrama de momentos, por ejemplo, cuando hay un momento concentrado entre puntos de soporte lateral. En estos casos es aconsejable utilizar el valor conservador  $C_b = 1.0$ .*

### 6.2.1.2 Método alterno

Este método se aplica a elementos con momentos en los puntos de soporte lateral y sin cargas transversales entre ellos (diagrama de momentos lineal, Figura 6.2.2).

$$C_b = \left[ 0.60 - 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right]^{-1} \leq 2.5 \tag{6.2.2}$$

$M_1$  y  $M_2$  menor y mayor de los momentos en los extremos del segmento no soportado lateralmente, tomados en  $M_1/M_2$  es negativo para tramos que se flexionan en curvatura simple y positivo para los que se flexionan doble.



Figura 6.2.2 Diagrama de momento lineal para el método alterno

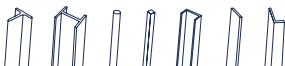
## 6.3 Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia

La resistencia nominal es el menor de los valores siguientes:

### 6.3.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, $L \leq L_u$

La resistencia nominal,  $M_n$ , de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separación  $L$  no mayor que  $L_u$ , es igual a:

$$M_n = Z_x F_y = M_p \tag{6.3.1}$$



$Z_x$	módulo de sección plástico respecto al eje X
$M_p$	momento plástico nominal de la sección

*Nota: Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en presencia de acciones sísmicas.*

### 6.3.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$

Este estado límite no puede presentarse cuando  $L \leq L_u$

Cuando:  $M_e > 2/3 M_p$  ( $L_u < L \leq L_r$ )

$$M_n = 1.15M_p \left( 1 - \frac{0.28M_p}{M_e} \right) \leq M_p \quad (6.3.2)$$

Cuando:

$$M_e \leq \frac{2}{3} M_p \quad (L \leq L_r)$$

$$M_n = M_e \quad (6.3.3)$$

$$M_e = \frac{C_b \pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} = \frac{C_b \pi E}{L} \sqrt{I_y \left[ \frac{J}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} \quad (6.3.4)$$

$L$	distancia entre secciones de la viga soportadas lateralmente de manera adecuada
$I_y$	momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma
$J$	constante de torsión de Saint Venant o de torsión pura
$C_a$	constante de torsión por alabeo

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma  $C_a=0$ .

Las longitudes características  $L_u$  y  $L_r$  se calculan con las expresiones siguientes:

#### 1) Miembros de sección transversal I

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (6.3.5)$$

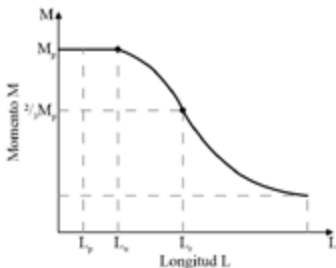
$$L_r = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (6.3.6)$$

$$X_u = 4.293 \frac{Z_x F_y}{C_b GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.22 X_r \quad (6.3.7)$$

$$X_r = \frac{4 Z_x F_y}{3 C_b GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \quad (6.3.8)$$

$L_u$	Longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico $M_p$
$L_r$	Longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 6.3.2 y 6.3.3 (intervalos inelástico y elástico)

*Nota: Las resistencias nominales  $M_n$  (ecuaciones 6.3.2 y 6.3.3) pueden utilizarse sin calcular las longitudes características  $L_u$  y  $L_r$ .*



*Figura 6.3.1 Momento nominal como función de la longitud de la viga soportada lateralmente. Secciones compactas y no compactas*

## 6.4 Miembros de sección I de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 o 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia

La resistencia nominal es la menor de los correspondientes a los estados límite de pandeo lateral por flexotorsión y de pandeo local del patín comprimido.

### 6.4.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, $L = L_u$

$$M_n = S_x F_y = M_y \quad (6.4.1)$$

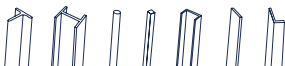
$S_x$       módulo de sección elástico respecto al eje X  
 $M_y$       momento elástico nominal de la sección

### 6.4.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$

Este estado límite no puede presentarse cuando  $L \leq L_u$

Cuando:  $M_e > 2/3 M_y$  ( $L \leq L_r$ )

$$M_n = 1.15 M_y (1 - (0.28 M_y) / M_e) \leq M_y \quad (6.4.2)$$



Cuando:  $M_e \leq 2 / 3 M_y (L > L_r)$

$$M_n = M_e \quad (6.4.3)$$

$M_e$  se calcula con la ecuación 6.3.4.

Los límites de aplicación de las ecuaciones 6.4.2 y 6.4.3 se determinan con las ecuaciones 6.3.5 y 6.3.6, pero al calcular  $X_u$  y  $X_r$  debe substituirse  $Z_x$  por  $S_x$ .

*Nota: Para aplicar las ecuaciones 6.4.2 y 6.4.3 no es necesario determinar  $L_u$  y  $L_r$ .*

### 6.4.3 Pandeo local del patín comprimido

#### a) Secciones con patines no compactos (tipo 3)

En secciones I o H cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones compactas (tipo 2) y no compactas (tipo 3), puede tomarse un valor de  $M_n$  comprendido entre  $M_p$  y  $M_y$  calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de  $0.38 \sqrt{(E / F_y)}$  y  $1.00 \sqrt{(E / F_y)}$ . En secciones hechas con placas soldadas, el segundo límite cambia a  $0.95 \sqrt{(E / F_y)}$ ;  $k_c$  se define en la tabla 3.2.1.

#### b) Secciones con patines esbeltos (tipo 4)

La resistencia nominal,  $M_n$ , se determina como:

$$M_n = S_e F_y \quad (6.4.4)$$

Se  $0.38 \sqrt{(E / F_y)}$  módulo de sección elástico efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido determinado de acuerdo con el inciso 3.2.5, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

De forma aproximada,  $M_n$  puede calcularse con la ecuación 6.4.5.

$$M_n = (0.9 E k_c S_x) / (b / (2 t_p))^2 \quad (6.4.5)$$

$B$  Ancho del patín

$k_c$  se define en la tabla 3.2.1

$S_x$  módulo de sección elástico respecto al eje de mayor inercia

$t_p$  grueso del patín

## 6.5 Miembros de sección I de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia

Esta sección se aplica a secciones I, de simple o doble simetría, con almas esbeltas conectadas a la mitad del ancho del patín y flexionadas alrededor del eje de mayor inercia.

La resistencia nominal,  $M_n$ , se determina multiplicando la resistencia determinada en la sección 6.3 o 6.4, según sea el caso, por:

$$1 - \frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \left( \frac{h}{t_a} - 5.60 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1 \quad (6.5.1)$$

$a_r$  cociente de las áreas del alma y del patín comprimido ( $a_r \leq 10$ )

$h$  y  $t_a$  peralte y grueso del alma, respectivamente

## 6.6 Miembros de sección I y canales, flexionados alrededor del eje de menor inercia

La resistencia nominal,  $M_n$ , es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local de los patines.

### 6.6.1 Fluencia

$$M_n = M_{py} = F_y Z_y \leq 1.60 F_y S_y \quad (6.6.1)$$

### 6.6.2 Pandeo local del patín comprimido

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2) este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patines no compactos (tipo 3)

En secciones I, H o canal cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones compactas (tipo 2) y no compactas (tipo 3), puede tomarse un valor de  $M_n$  comprendido entre  $M_p$  y  $M$  calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de  $0.38 \sqrt{E / F_y}$  y  $1.00 \sqrt{E / F_y}$ .

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

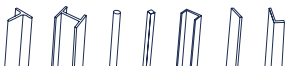
$$M_n = F_{cr} S_y \quad (6.6.2)$$

$$F_{cr} = 0.69 E / (b / t_p)^2 \quad (6.6.3)$$

$b$  mitad del ancho del patín, para miembros de sección I, y el ancho nominal del patín para miembros de sección canal

$S_y$  módulo de sección elástico respecto al eje de menor inercia

$t_p$  grueso del patín



## 6.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados (HSS) o formados por cuatro placas soldadas

Esta sección se aplica a miembros de sección tubular, cuadrada o rectangular, flexionados alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, con almas compactas o no compactas y patines compactos, no compactos o esbeltos.

La resistencia nominal,  $M_n$ , de estos miembros es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia, pandeo local del patín comprimido y pandeo local del alma en flexión pura.

### 6.7.1 Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (6.7.1)$$

$Z$  módulo de sección plástico alrededor del eje de flexión

### 6.7.2 Pandeo local del patín comprimido

- a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2) Este estado límite no aplica.  
b) Para secciones con patines no compactos (tipo 3)

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left( 3.57 \frac{b}{t_p} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right) \leq M_p \quad (6.7.2)$$

$S$  módulo de sección elástico alrededor del eje de flexión  
 $b$  y  $t_p$  ancho y grueso del patín, respectivamente

- c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

$$M_n = F_y S_e \quad (6.7.3)$$

$S_e$  módulo de sección elástico efectivo determinado con el ancho efectivo,  $b_e$ , del patín en compresión

$$b_e = 1.92 t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 1 - \frac{0.38}{b/t_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (6.7.4)$$

### 6.7.3 Pandeo local del alma

- a) Para secciones con almas compactas (tipo 1 o 2) Este estado límite no aplica.  
b) Para secciones con almas no compactas (tipo 3)

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left( 0.305 \frac{h}{t_a} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.74 \right) \leq M_p \quad (6.7.5)$$

$h$  y  $t_a$  peralte y grueso del alma, respectivamente

## 6.8 Miembros de sección tubular circular

Esta sección se aplica a miembros de sección tubular circular con una relación  $D/t$  no mayor que  $0.45E/F_y$ .

La resistencia nominal,  $M_n$ , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local.

### 6.8.1 Fluencia

$$M_n = M_p = ZF_y \quad (6.8.1)$$

$Z$  módulo de sección plástico de la sección transversal completa

### 6.8.1 Pandeo local

a) Secciones compactas (tipo 2) Este estado límite no aplica.

b) Secciones no compactas (tipo 3)

$$M_n = [0.021E / (D/t) + F_y] S \quad (6.8.2)$$

$S$  módulo de sección elástico de la sección transversal completa

$t$  espesor de las paredes del tubo

$D$  diámetro exterior del tubo

c) Secciones de paredes esbeltas (tipo 4)

$$M_n = [0.33E / (D/t)] S \quad (6.8.3)$$

## 6.9 Miembros de sección T o formados por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría

La resistencia nominal,  $M_n$ , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo lateral por flexotorsión, pandeo local de los patines y pandeo local del alma.

### 6.9.1 Fluencia

$$M_n = M_p \quad (6.9.1)$$

a) Cuando el alma de la T o de los dos ángulos está en tensión

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6M_y \quad (6.9.2)$$

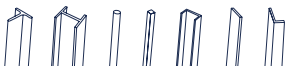
b) Cuando el alma de la T o de los dos ángulos está en compresión

$$M_p = F_y Z_x \leq M_y \quad (6.9.3)$$

### 6.9.2 Pandeo lateral por flexotorsión

$$M_n = \pi \frac{\sqrt{E I_y GJ}}{L} \left[ B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (6.9.4)$$

$$B = \pm 2.3 \left( \frac{d}{L} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (6.9.5)$$





<b>L</b>	longitud no arriostrada del miembro
<b>B</b>	es positivo cuando el alma está en tensión y negativo cuando está en compresión. Si el borde libre extremo del alma está en compresión en cualquier punto de la longitud no arriostrada, se empleará el signo menos.

### 6.9.3 Pandeo local del patín de secciones T

- a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2) Este estado limite no aplica.  
 c) Para secciones con patín no compacto (tipo 3) en compresión por flexión

$$M_n = M_p - (M_p - 0.70F_y S_{xc})(\lambda - \lambda_{pp} / \lambda_{rp} - \lambda_{pp}) \leq 1.6M_y \quad (6.9.6)$$

- c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4) en compresión por flexión

$$M_n = 0.7ES_{xc} / b / (2t_p)^2 \quad (6.9.7)$$

$S_{xc}$  módulo de sección elástico referido al patín comprimido

$$\lambda_{xc} = b / 2t_p$$

$\lambda_{pp}$  valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 2,  $\lambda_p$  (Tabla 3.2.2)

$\lambda_{rp}$  valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 3,  $\lambda_r$  (Tabla 3.2.2)

### 6.9.4 Pandeo local del alma de secciones T en compresión por flexión

$$M_n = F_{cr} S_x \quad (6.9.8)$$

$S_x$  módulo de sección elástico de la sección, alrededor del eje X

El esfuerzo crítico  $F_{cr}$  se determinará como sigue:

$$\text{Si } d/t_a \leq 0.84 \sqrt{(E/F_y)}$$

$$F_{cr} = F_y \quad (6.9.9)$$

$$\text{Si } 0.84 \sqrt{(E/F_y)} < d/t_a \leq 1.03 \sqrt{(E/F_y)}$$

$$F_{cr} = [2.55 - 1.84 d/t_a \sqrt{(F_y/E)}] F_y \quad (6.9.10)$$

$$\text{Si } d/t_a > 1.03 \sqrt{(E/F_y)}$$

$$F_{cr} = 0.69 E / (d/t_a)^2 \quad (6.9.11)$$

### 6.10 Ángulos sencillos

Cuando los ángulos sencillos están restringidos de manera continua contra el pandeo lateral por flexotorsión a lo largo de su longitud, se pueden diseñar determinando la flexión alrededor de los ejes geométricos paralelos a las alas del ángulo, X y Y. Los ángulos sencillos sin restricción continua al pandeo lateral por flexotorsión se diseñan considerando la flexión referida a los ejes principales, excepto cuando se permita referirla a los ejes geométricos.

Cuando la flexión se presenta alrededor de los dos ejes principales, con o sin carga axial, o cuando actúa alrededor de un solo eje principal y hay carga axial, la relación de fuerzas combinadas se calcula de acuerdo con las recomendaciones contenidas en el Capítulo 8.

La resistencia nominal,  $M_n$ , es el menor de los momentos correspondientes a los estados límite de fluencia, pandeo lateral por flexotorsión y pandeo local de las alas.

*Nota: Si la flexión es alrededor del eje de menor inercia, solo se revisan los estados límite de fluencia y pandeo local de las alas.*

### 6.10.1 Fluencia

$$M_n = 1.5M_y \quad (6.10.1)$$

$M_y$  es el momento de fluencia alrededor del eje de flexión.

### 6.10.2 Pandeo lateral por flexotorsión

Para ángulos sencillos sin restricción continua al pandeo lateral por flexotorsión a lo largo de su longitud

Si  $M_e \leq M_y$

$$M_n = (0.92 - 0.17 M_e / M_y) M_e \quad (6.10.2)$$

Si  $M_e > M_y$

$$M_n = [1.92 - 1.17 \sqrt{(M_e / M_y)}] M_y \leq 1.5M_y \quad (6.10.3)$$

El valor de  $M_e$ , momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión, se determina en la forma siguiente:

a) Para flexión alrededor del eje principal de mayor inercia de ángulos de lados iguales:

$$M_e = (0.46 E b^2 t^2 C_b) / L \quad (6.10.4)$$

b) Para flexión alrededor del eje principal de mayor inercia en ángulos de lados desiguales:

$$M_e = (4.9EI_z C_b) / L^2 [\sqrt{(\beta_w^2 + 0.052 (Lt / (r_z^2))^2)} + \beta_w] \quad (6.10.5)$$

$C_b$  se calcula con el inciso 6.2.1, con un valor máximo de 1.5

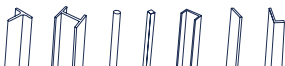
$L$  longitud no arriostrada del miembro

$I_z$  momento de inercia respecto al eje principal de menor inercia

$r_z$  radio de giro alrededor del eje principal de menor inercia

$t$  espesor de las alas del ángulo

$\beta_w$  propiedad de la sección en ángulos de lados desiguales. Se considera positiva cuando las alas cortas están en compresión y negativa cuando las alas largas son las que están en compresión. Si el ala más larga está en compresión en cualquier punto de la longitud no arriostrada se empleará el valor negativo. Los valores de  $\beta_w$  se proporcionan en la tabla 6.10.1



Tamaño del ángulo		$\beta_w$	
mm	pulg.	mm	pulg.
203 x 152	8 x 6	84.1	3.31
203 x 102	8 x 4	139.0	5.48
178 x 102	7 x 4	111.0	4.37
152 x 102	6 x 4	79.8	3.14
152 x 89	6 x 3 1/2	93.7	3.69
127 x 89	5 x 3 1/2	61	2.4
127 x 76	5 x 3	75.9	2.99
102 x 89	4 x 3 1/2	22.1	0.87
102 x 76	4 x 3	41.9	1.65
89 x 76	3 1/2 x 3	22.1	0.87
89 x 64	3 1/2 x 2 1/2	41.1	1.62
76 x 64	3 x 2	21.8	0.86
76 x 51	2 1/2 x 2	39.6	1.56
64 x 51	2 1/2 x 2	21.6	0.85
64 x 38	2 1/2 x 1 1/2	37.8	1.49
<b>Alas iguales</b>		<b>0.0</b>	

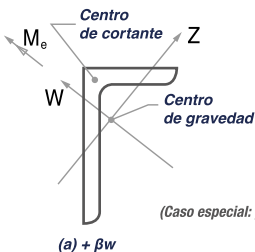
$$\beta_w = \frac{1}{I_w} \int_A^B z (w^2 + w^2) dA - 2Z_0$$

Tabla 6.10.1 Valores de  $\beta_w$  para ángulos

$Z_0$  distancia a lo largo del eje Z del centro de cortante al centroide.

$I_w$  momento de inercia con respecto al eje principal de mayor inercia.

$\beta_w$  tiene signo positivo o negativo dependiendo de la dirección de la flexión.



(Caso especial: para alas iguales,  $\beta_w = 0$ )

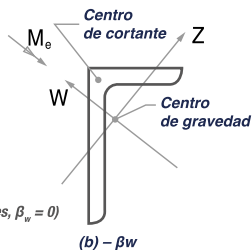


Figura 6.10.1 Ángulo de alas desiguales en flexión, ejes centroidales y principales

c) Para flexión alrededor de uno de los ejes geométricos paralelos a las caras exteriores de ángulos de lados iguales sin compresión axial

c.1) Sin restricción al pandeo lateral por flexotorsión:

c.1.1) Con esfuerzo máximo de compresión en el extremo del patín

$$M_e = \frac{0.66 E b^4 t C_b}{L^2} \left( \sqrt{I + 0.78 \left( \frac{L t}{b^2} \right)^2} - 1 \right) \quad (6.10.6)$$

c.1.2) Con esfuerzo máximo de tensión en el extremo del patín

$$M_e = \frac{0.66 E b^4 t C_b}{L^2} \left( \sqrt{I + 0.78 \left( \frac{L t}{b^2} \right)^2} + 1 \right) \quad (6.10.7)$$

**My** se toma igual a 0.8 veces el momento de fluencia calculado con el módulo de sección elástico correspondiente al eje geométrico paralelo a las caras exteriores.

**b** ancho total del ala comprimida.

c.2) Con restricción al pandeo lateral por flexotorsión solo en el punto de momento máximo:

**Me** se toma igual a 1.25 veces el valor calculado con las ecuaciones 6.10.6 o 6.10.7.

**My** se considera como el momento de fluencia calculado con el módulo de sección elástico que corresponde al eje paralelo a las caras exteriores.

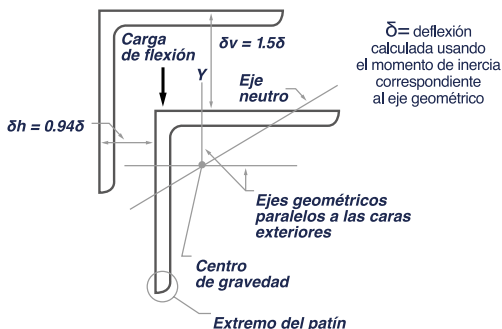
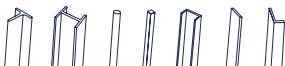


Figura 6.10.2 Ejes geométricos para ángulos de alas iguales

Nota: Las deformaciones calculadas considerando los momentos de inercia con respecto a los ejes geométricos se incrementan en un 82 por ciento aproximadamente; la deformación tiene dos componentes  $\delta_v = 1.56\delta$  y  $\delta_h = 0.94\delta$



### 6.10.3 Pandeo local de un ala

Este estado límite solo es posible cuando el talón del ala está en compresión.

a) Para secciones con alas compactas (tipo 1 o 2)

Este estado límite no aplica.

c) En secciones con alas no compactas (tipo 3)

$$M_n = F_y S_c \left( 2.43 - 1.72 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \quad (6.10.8)$$

c) En secciones con alas esbeltas (tipo 4)

$$M = F_{cr} S_c \quad (6.10.9)$$

$$F_{cr} = 0.71 E / (bt)^2 \quad (6.10.10)$$

**Sc**

módulo de sección elástico con respecto al eje de flexión correspondiente al borde extremo comprimido. Para flexión alrededor de uno de los ejes paralelos a los lados de un ángulo de alas iguales sin restricción al pandeo lateral por flexotorsión Sc se toma igual a 0.8 veces el módulo de sección alrededor del eje mencionado arriba.

## 6.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza

Esta sección se aplica a barras rectangulares macizas flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, y a secciones circulares macizas.

La resistencia nominal, Mn, es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia y pandeo lateral por flexotorsión.

### 6.11.1 Fluencia

Para barras rectangulares con  $L/d \leq 0.08 E/F_y$  flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, para barras rectangulares flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia y para barras circulares macizas:

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 F_y S \quad (6.11.1)$$

### 6.11.2 Pandeo lateral por flexotorsión

a) Para barras rectangulares con  $0.08 E/F_y < L/d \leq 1.9 E/F_y$  flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$M_n = C_b [1.52 - 0.274 (Ld/t^2) F_y/E] M_y \leq M_p \quad (6.11.2)$$

b) Para barras rectangulares con  $L/d > 1.9 E/F_y$  flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (6.11.3)$$

$$F_{cr} = (1.9 E C_b) / (Ld/t^2) \quad (6.11.4)$$

**t** ancho de la barra rectangular paralelo al eje de flexión

**d** altura de la barra rectangular

$L$  distancia entre puntos arriestrados contra desplazamiento lateral en la región en compresión, o entre puntos arriestrados para evitar el giro de la sección

b) Para barras de sección circular flexionadas alrededor de cualquier eje de inercia o de sección rectangular flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia no puede presentarse el estado límite de pandeo lateral por flexotorsión.

$L_u$  y  $L_r$  se calculan con las expresiones siguientes:

$$L_u = 0.91 C_b E / ZF_y \sqrt{I_y J} \quad (6.11.5)$$

$$L_r = 2.92 C_b E / ZF_y \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \quad (6.11.6)$$

## 6.12 Miembros sin ningún eje de simetría

Se incluyen todas las secciones sin ningún eje de simetría, con excepción de los ángulos sencillos.

La resistencia nominal,  $M_n$ , es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia, por pandeo lateral por flexotorsión y por pandeo local:

$$M_n = F_n S_{min} \quad (6.12.1)$$

$S_{min}$  módulo de sección elástico mínimo con respecto al eje de flexión

### 6.12.1 Fluencia

$$F_n = F_y \quad (6.12.2)$$

### 6.12.2 Pandeo lateral por flexotorsión

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (6.12.3)$$

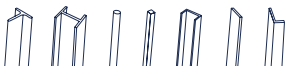
$F_{cr}$  esfuerzo crítico de pandeo lateral por flexotorsión del miembro, obtenido con un análisis

*Nota: Para secciones Z se recomienda tomar el  $F_{cr}$  de la mitad del de una sección canal con las mismas dimensiones de alma y patín.*

### 6.12.3 Pandeo local

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (6.12.4)$$

$F_{cr}$  esfuerzo crítico de pandeo local de la sección, determinado con un análisis



## 6.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y travesaños armados

### 6.13.1 Proporciones de vigas laminadas y travesaños armados

#### 6.13.1.1 Reducción de la resistencia de miembros con agujeros en el patín de tensión.

Esta sección se aplica a perfiles laminados o formados por tres placas, y a vigas con cubreplacas con perforaciones, dimensionadas tomando como base la resistencia en flexión de la sección completa, sin perforaciones.

Además de los estados límite especificados en otras secciones de este capítulo, la resistencia nominal en flexión,  $M_u$ , debe quedar restringida por el estado límite de ruptura del patín en tensión.

- a) Cuando  $F_u A_{np} \geq Y_t F_y A_{pt}$ , no aplica el estado límite de rotura en tensión.  
 b) Cuando  $F_u A_{np} < Y_t F_y A_{pt}$ , la resistencia nominal en flexión,  $M_u$ , en la ubicación de las perforaciones en el patín en tensión, no debe tomarse mayor que:

$$M_u = F_u A_{np} / A_{pt} \quad (6.13.1)$$

$A_{pt}$  área total del patín en tensión, calculada de acuerdo con el inciso 3.1.1, sin incluir los agujeros

$A_{np}$  área neta del patín en tensión, calculada de acuerdo con el inciso 3.1.2

$Y_t$  = 1.0 para  $F_y / F_u \leq 0.8$   
 = 1.1 en caso contrario

#### 6.13.1.2 Valores límite de las dimensiones de miembros de sección I o H

Los miembros de sección I o H con simetría simple deben satisfacer el límite siguiente:

$$0.1 \leq I_{yc} / I_y \leq 0.9 \quad (6.13.2)$$

Los miembros de sección I o H con almas esbeltas deben también satisfacer los límites siguientes:

Cuando  $a/h \leq 1.5$

$$(h/t_a)_{max} \leq 12 \sqrt{E / F_y} \quad (6.13.3)$$

Cuando  $a/h > 1.5$

$$(h/t_a)_{max} \leq 0.40 E / F_y \quad (6.13.4)$$

$a$  distancia libre entre atiesadores transversales

$I_{yc}$  momento de inercia del patín en compresión alrededor del eje Y

$I_y$  momento de inercia de la sección alrededor del eje Y

$H$  peralte del alma de la viga o travesaño armado

$t_a$  grosor del alma de la viga o travesaño armado

La relación  $h/t_a$  del peralte al grosor del alma no debe ser mayor que  $0.48 EI / \sqrt{(F_y (F_y + 114))}$  en  $MP_a$  (si se usan  $kg/cm^2$ ,  $0.48 EI / \sqrt{(F_y (F_y + 1150))}$ ) pero puede aumentarse hasta  $117 \sqrt{(E/F_y)}$  cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores de una y media veces el peralte del alma de la viga o travesaño. En vigas o travesaños sin atiesadores la relación  $h/t_a$  no debe exceder de 260.

En secciones laminadas,  $h$  es la distancia libre entre patines menos las curvas de unión con el alma; en secciones formadas por placas la distancia entre líneas adyacentes de tornillos, o la libre entre patines cuando se utiliza soldadura.

El cociente del área del alma entre la del patín en compresión no debe exceder de 10.

### 6.13.1.3 Cubreplacas

El grueso y/o el ancho de los patines de vigas soldadas o travesaños armados puede variar empalmado una serie de placas, de grueso y/o ancho variables, o utilizando cubreplacas.

En travesaños armados atornillados reforzados con cubreplacas, el área total de éstas no debe exceder del 70 % del área total del patín.

En cubreplacas soldadas, las soldaduras que unen sus extremos con la viga o travesaño armada deben ser continuas a lo largo del borde de la cubreplaca en la longitud  $a'$ , definida abajo, y deben ser adecuadas para desarrollar la porción de la resistencia admisible de la viga o travesaño armada que corresponde a la cubreplaca a una distancia  $a'$  desde su extremo.

*a) Cuando hay una soldadura continua de tamaño igual o mayor que tres cuartos del espesor de la placa, en su extremo*

$$a' = w$$

*b) Cuando hay una soldadura continua de tamaño menor que tres cuartos del espesor de la placa en su extremo*

$$a' = 1.5 w$$

*c) Cuando no hay soldadura en el extremo de la placa*

$$a' = 2 w$$

$w$  ancho de la cubreplaca

### 6.13.1.4 Vigas formadas por varios perfiles

Cuando se emplean dos o más vigas o canales lado a lado para formar un miembro en flexión, deben unirse entre ellas de acuerdo con la sección 5.3.

### 6.13.1.5 Longitud no arriostrada para redistribución de momentos

Para que puedan redistribuirse momentos en vigas, la longitud no arriostrada lateralmente del patín comprimido,  $L$ , adyacente al extremo del momento redistribuido no debe exceder  $L_{pd}$  que se determinará de la manera siguiente:

*a) En vigas de sección H con uno o dos ejes de simetría con el patín comprimido igual o mayor que el patín en tensión, cargadas en el plano del alma:*

$$L_{pd} = [0.12 + 0.076 M_1 / M_2] (E/F_y) r_y \quad (6.13.5)$$

*En barras rectangulares macizas y vigas en cajón simétricas flexionadas alrededor del eje de mayor inercia:*

$$L_{pd} = [0.17 + 0.10 M_1 / M_2] (E/F_y) r_y \geq 0.10 (E/F_y) r_y \quad (6.13.6)$$

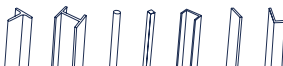
$F_y$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del patín comprimido

$M_1$  el menor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada

$M_2$  el mayor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada

$r_y$  radio de giro con respecto al eje de menor inercia

$(M_1/M_2)$  es positivo cuando los momentos producen curvatura doble y negativo para curvatura simple





No hay límite para  $L$  en miembros con secciones transversales cuadradas o circulares, ni para cualquier viga flexionada alrededor de su eje de menor inercia.

### 6.13.2 Dimensionamiento

Cuando alguno de los patines tiene agujeros para tornillos, no se reduce su área si la reducción, calculada de acuerdo con la sección 3.1, no excede de 15 % del área total del patín; en caso contrario, se reduce únicamente el área de agujeros que pase del 15 % mencionado.

### 6.13.3 Patines

Los patines de las traveses armadas soldadas estarán constituidos, de preferencia, por una sola placa y no por dos o más placas superpuestas. La placa única puede estar formada por varios tramos de distintos groesos o anchos, unidos entre sí por medio de soldadura a tope de penetración completa.

### 6.13.4 Unión de alma y patines

La distribución longitudinal de los tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no excederá de la máxima permitida en los incisos 10.2.6 o 10.3.8 para miembros en compresión o tensión.

### 6.13.5 Uniones

Las uniones en los patines y en el alma deben desarrollar la resistencia total de cada uno de ellos o la requerida para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

### 6.13.6 Atiesadores bajo cargas concentradas

Los atiesadores deben ser simétricos respecto al alma y dar apoyo a los patines de la trabe hasta sus bordes exteriores, o lo más cerca de ellos que sea posible. Se diseñan como columnas de sección transversal formada por el par de atiesadores y una faja de alma de ancho no mayor que 25 veces su grueso, colocada simétricamente respecto al atiesador, cuando éste es intermedio, y de ancho no mayor que 12 veces su grueso cuando el atiesador está colocado en el extremo del alma.

Al obtener la relación  $L/r$  para diseñar los atiesadores, el radio de giro,  $r$ , se toma alrededor del eje del alma de la trabe, y la longitud  $L$  se considera igual a tres cuartos de la longitud del atiesador.

Los bordes horizontales de cada par de atiesadores en los que se apoya el patín de la trabe armada se dimensionan de manera que en el área de contacto no se sobrepase la resistencia al aplastamiento, calculada multiplicando el área de contacto por  $1.8F_y FR$ ;  $FR$  se toma igual a 0.75. Además, debe colocarse el número adecuado de tornillos, o la cantidad necesaria de soldadura, para transmitir al alma de la trabe la totalidad de la reacción o de la carga concentrada. Si se usan aceros diferentes en patín y atiesadores, la resistencia al aplastamiento se calcula con el esfuerzo de fluencia menor de los dos. Los atiesadores deben estar en contacto directo con el patín o patines de los que reciben la carga y ajustados a ellos, a menos que la transmisión se haga por medio de soldadura.

### 6.13.7 Refuerzo del alma

Si  $h/t$  no es mayor que  $2.45\sqrt{E/F_y}$  y la fuerza cortante que obra en la trabe no es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones de la sección 7.2 no se necesita reforzar el alma, excepto en las secciones en que reciba fuerzas exteriores concentradas y se requieran atiesadores de acuerdo con el inciso 6.13.6.

Si  $h/t$  no es mayor que  $2.45\sqrt{E/F_y}$ , pero la fuerza cortante que obra en la trabe es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones 7.2.1 a 7.2.5, el exceso debe tomarse mediante placas adosadas al alma o atiesadores verticales y en diagonal que trabajen en forma semejante a los montantes y diagonales de una armadura. Al aplicar las ecuaciones 7.2.3 a 7.2.5 debe tenerse en cuenta que en almas no atiesadas  $k_v$  igual a 5.0.

### 6.13.8 Atiesadores transversales intermedios

Cuando  $h/t$  es mayor que  $2.45\sqrt{E/F_y}$  debe revisarse si es necesario reforzar el alma por medio de atiesadores transversales perpendiculares al eje de la trabe.

No se necesitan atiesadores transversales en los tramos de las trabes en los que la fuerza cortante de diseño,  $V_n$ , es menor o igual que la resistencia de diseño al cortante,  $VR$ , calculada con las ecuaciones 7.2.1 a 7.2.5, del inciso 7.2.1, haciendo en ellas  $k_v$  igual a 5.0.

Cuando se necesitan atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que la fuerza cortante de diseño en el alma no sobrepase su resistencia de diseño, calculada con las ecuaciones 7.2.1 a 7.2.5, del inciso 7.2.1. Si la relación  $a/h$  es mayor que 3.0 o que  $[260/(h/t)]^2$ , no se permite que se forme campo de tensión diagonal, y la resistencia nominal se calcula de acuerdo con la sección 7.2 con  $k_v$  igual a 5.0.

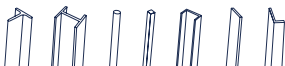
Si se conecta contraventeo lateral en un atiesador o par de atiesadores, las uniones entre ellos y el patín de compresión deben ser capaces de transmitir 1% de la fuerza total en el patín.

Los atiesadores intermedios diseñados de acuerdo con el Capítulo 7 deben conectarse al alma de manera que sean capaces de transmitir una fuerza por unidad de longitud, de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que

$$0.054 F_c h \sqrt{F_y^3/E} \quad (6.13.7)$$

$F_y$	corresponde al acero del alma
$h$	peralte del alma
$F_c$	factor de carga que se utilice en el diseño

La ecuación 6.13.7 da una fuerza en newton por milímetro lineal si se usan MPa y mm (o en kg por cm lineal si se usan kg/cm<sup>2</sup> y cm). Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor de las existentes en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada de acuerdo con la sección 7.3.



## 7. MIEMBROS EN CORTANTE

### 7.1 Generalidades

La resistencia de diseño en cortante,  $V_R$ , de una viga, trabe armada o columna de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$$V_R = F_R V_n \quad (7.1.1)$$

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.9 (excepto en el inciso 7.2.1.a)  
 $V_n$  resistencia nominal, que se determina como se indica en las secciones siguientes

Al evaluar  $V_n$  se tiene en cuenta si la sección transversal tiene una o más almas.

### 7.2 Miembros con almas atiesadas o no atiesadas

#### 7.2.1 Resistencia en cortante

Se incluyen almas de secciones con uno o dos ejes de simetría y canales, sometidas a cortante en el plano del alma. La resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , de almas atiesadas o no, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es:

$$V_n = 0.6 F_y A_a C_v \quad (7.2.1)$$

En almas de vigas I laminadas en caliente con  $h/t_a \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$

$$C_v = 1.0 \quad (7.2.2)$$

$$F_R = 1.0$$

a) En almas de todas las otras secciones con dos o un eje de simetría y canales, excepto en HSS circulares, el coeficiente  $C_v$  se determina como sigue:

$$\text{Cuando } h/t_a \leq 1.10 \sqrt{k_v E} / F_y \quad C_v = 1.0 \quad (7.2.3)$$

$$\text{Cuando } 1.10 \sqrt{k_v E} / F_y \leq h/t_a \leq 1.37 \sqrt{k_v E} / F_y$$

$$C_v = 1.10 / (h/t_a) \sqrt{k_v E} / F_y \quad (7.2.4)$$

$$\text{Cuando } h/t_a > 1.37 \sqrt{k_v E} / F_y$$

$$C_v = (1.51 k_v E) / (h/t_a)^2 F_y \quad (7.2.5)$$

$A_a = h t_a$ , área del alma

$t_a$  grueso del alma

$h$  peralte del alma, igual a la distancia libre entre patines en secciones hechas con placas soldadas, y a la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas; en traves formadas por placas atornilladas es la distancia entre líneas de tornillos, y en secciones T, el peralte total

El coeficiente de pandeo por cortante de la placa de alma,  $k_v$ , se calcula como sigue:

a)  $k_v = 5.0$ , en almas sin atiesadores transversales y con relación  $h / t_a < 260$ , excepto en almas de secciones  $T$ , en las que  $k_v = 1.2$ .

b) En almas con atiesadores transversales

$$k_v = 5 + 5 / (a/h)^2 \quad (7.2.6)$$

$$k_v = 5 \text{ si } a/h > 3 \text{ o } a/h > (260 / (h/t_a))^2 \quad (7.2.7)$$

$a$  es la distancia libre entre atiesadores transversales

## 7.2.2 Atiesadores transversales

No se requieren cuando  $h(t_a \leq 2.46 \sqrt{E/F_y})$  o cuando la resistencia en cortante obtenida en el inciso 7.2.1 con  $k_v = 5.0$  es mayor que la requerida.

Los atiesadores transversales necesarios para desarrollar la resistencia al corte del alma deben tener un momento de inercia, con respecto a un eje ubicado en el centro del alma, cuando estén colocados en pares, o en la cara en contacto con el alma, cuando sean sencillos, no menor que:

$$I_{at} = b t_a^3 j \quad (7.2.8)$$

$$j = 2.5 / (a/h)^2 - 2 \geq 0.5 \quad (7.2.9)$$

$b$  es la menor de las dimensiones  $a$  y  $h$

Si se emplean tornillos para unir los atiesadores al alma de la trabe su separación no excederá de 30 cm. Cuando la unión se hace con soldaduras de filete intermitentes, la distancia libre entre los cordones no debe ser mayor que 16 veces el espesor del alma, ni que 25 cm.

## 7.3 Campo de tensión diagonal

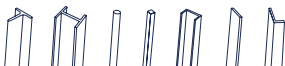
### 7.3.1 Limitaciones en el uso del campo de tensión diagonal

Se permite emplear la acción del campo de tensión diagonal en vigas o traveses armadas cuando el alma está soportada en los cuatro lados por patines y atiesadores. No se permite su empleo en los casos siguientes:

- En los tableros extremos de todos los miembros con atiesadores transversales
- Cuando  $a/h$  es mayor que 3 o que  $[260 / (h/t_a)]^2$
- Cuando  $2Aa / (A_{pc} + A_{pt})$  es mayor que 2.5
- Cuando  $h/b_{pc}$  o  $h/b_{pt}$  es mayor que 6

$A_{pc}$	área del patín comprimido
$A_{pt}$	área del patín en tensión
$b_{pc}$	ancho del patín comprimido
$b_{pt}$	ancho del patín en tensión

En estos casos, la resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , se determina de acuerdo con las secciones 7.1 o 7.2.



### 7.3.2 Resistencia en cortante con acción del campo de tensión

Cuando se puede emplear la acción del campo de tensión de acuerdo con el inciso 7.3.1, la resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , con acción del campo de tensión, correspondiente al estado límite de fluencia del campo de tensión, es:

Cuando  $h/t_a \leq 1.10 \sqrt{(k_v E)/F_y}$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \quad (7.3.1)$$

Cuando  $h/t_a > 1.10 \sqrt{(k_v E)/F_y}$

$$V_n = 0.6 F_y A_a (C_v + (1 - C_v) / (1.15 \sqrt{(1 + (a/h^2))})) \quad (7.3.2)$$

$k_v$  y  $C_v$

se han definido en la sección 7.2.

### 7.3.3 Atiesadores transversales

Los atiesadores transversales sujetos a la acción del campo de tensión deben cumplir los requisitos de la sección 7.1 y las limitaciones siguientes:

$$(b/t)_{at} \leq 0.56 \sqrt{E/F_{yat}} \quad (7.3.3)$$

$$I_{at} \geq I_{at1} + (I_{at2} - I_{at1}) [(V_r - V_{c1}) / (V_{c2} - V_{c1})] \quad (7.3.4)$$

$(b/t)_a$

relación ancho/grueso de los atiesadores.

$F_{yat}$

esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de los atiesadores.

$I_{at}$

momento de inercia de un atiesador transversal respecto a un eje en el centro del alma, para atiesadores en pares, o en la cara en contacto con la placa del alma, para atiesadores individuales.

$I_{at1}$

momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante del alma, definido en el inciso 7.2.2

$I_{at2}$

momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar a resistencia completa al pandeo por cortante del alma más la debida al campo de tensión.

$$I_{at2} = (h^4 \rho_{at}^{1.3}) / 40 (F_{ya} / E)^{1.3} \quad (7.3.5)$$

$$\rho_{at} = F_{ya} / F_{yat} \geq 1.0$$

$V_r$

mayor de las resistencias en cortante requeridas en los paneles del alma adyacentes al atiesador, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño.

$V_{c1}$

menor de las resistencias en cortante disponibles en los paneles del alma adyacentes al atiesador;  $V_n$  se define en el inciso 7.2.1.

$V_{c2}$

menor de las resistencias en cortante disponibles en los paneles del alma adyacentes al atiesador considerando la acción del campo de tensión diagonal;  $V_n$  se define en el inciso 7.3.2

$F_{ya}$

resistencia de fluencia mínima especificada del material del alma.

## 7.4 Ángulos sencillos

La resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , de un ala de un ángulo sencillo se determina con la ecuación 7.2.1 y el inciso 7.2.1(b) con  $A_a = b t$ . La fuerza está aplicada paralelamente a uno de los ejes geométricos del ángulo (Figura 6.10.2).

$b$  ancho del ala que resiste la fuerza cortante.

$t$  grueso del ala del ángulo.

$h/ta = b/t$

$kv = 1.2$

## 7.5 Tubos HSS de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas

La resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , de tubos HSS rectangulares laminados y de miembros de sección en cajón, formada por cuatro placas, se determina siguiendo las recomendaciones del inciso 7.2.1 con  $A_a = 2ht$ .

$h$  dimensión que resiste la fuerza cortante, igual a la distancia libre entre los bordes de los patines menos el radio interior de la esquina de cada lado, o el tamaño de la soldadura que une alma y patín.

$t$  grueso de diseño de las paredes, igual a 0.93 veces el grueso nominal en tubos HSS soldados por resistencia eléctrica (ERW), e igual al grueso nominal en tubos del mismo tipo soldados con arco sumergido (SAW).

$t_a = t$   
 $ky = 5$

Si no se conoce el radio de las esquinas,  $h$  se toma igual a la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el grueso de las paredes.

## 7.6 Tubos HSS de sección circular

La resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , de tubos HSS de sección circular se obtiene considerando los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante.

$$V_n = (F_{cr} A_t) / 2 \quad (7.6.1)$$

$F_{cr}$  es el mayor de:

$$F_{cr} = 1.60 E / ((D/t)^{5/4} \sqrt{L_v / D})$$

$$F_{cr} = 0.78 E / (D/t)^{3/2}$$

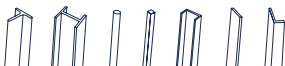
Sin exceder de  $0.6 F_y$

$A_t$  área total de la sección transversal del miembro

$D$  diámetro exterior

$L_v$  distancia entre los puntos de cortante máximo y nulo

$t$  grueso de diseño de la pared, definido en el inciso 7.5



---

Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia

En perfiles con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia, la resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , se obtiene con la ecuación 7.2.1 y el inciso 7.2.1b, con  $A_p = b_p t_p$ ,  $h/(t_p = b/(t_p, k=1.2))$ . Para patines de secciones H, el ancho  $b$  es igual a la mitad de la dimensión total del patín ( $b = b_p / 2$ ), y para patines de canales, el ancho  $b$  es igual a la dimensión total del patín ( $b = b_p$ ).

---

## 7.8 Vigas y travesaños armados con aberturas en el alma

---

Debe determinarse el efecto de las aberturas del alma en la resistencia en cortante de vigas de acero y de travesaños armados. Cuando la resistencia requerida es mayor que la disponible, la zona del alma se reforzará de manera adecuada.

## 8. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS

### 8.1 Miembros en flexocompresión

Para los fines de este capítulo, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en “regulares” o “irregulares” (sección 1.8). En los incisos 8.1.3 y 8.1.4 se indica cómo se dimensionan las columnas que forman parte, respectivamente, de estructuras regulares y de estructuras irregulares.

#### 8.1.1 Estados límite

En el diseño de miembros flexocomprimidos se consideran los estados límite siguientes:

- Falla de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical*
- Falla individual de una o algunas columnas, bajo carga vertical*
- Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas*
- Falla individual de una o algunas columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas*
- Pandeo local*

Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso, que dependen, en buena parte, aunque no exclusivamente, de las características de las columnas.

En lo que sigue se dan recomendaciones para evitar que se alcancen los estados límite de falla anteriores, excluyendo el pandeo local, que se trata en la sección 3.2.

En todo el capítulo  $FR = 0.9$ .

#### 8.1.2 Determinación de los momentos de diseño $M_{uox}$ , $M_{uoy}$ , $M_{uox}^*$ , $M_{uoy}^*$

Los momentos de diseño se determinan con alguno de los métodos descritos en el Capítulo 2.

#### 8.1.3 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras regulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones transversales extremas se revisan con el inciso 8.1.3.1 y la revisión de la columna completa se efectúa con el inciso 8.1.3.2.

También puede utilizarse el método alternativo del inciso 8.1.5.

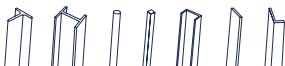
##### 8.1.3.1 Revisión de las secciones extremas

a) *Secciones tipo 1 y 2:*

*En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:*

*Secciones H o I:*

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uoy}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (8.1.1)$$





**Secciones en cajón o cuadradas**

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uoy}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (8.1.2)$$

$P_u, M_{uox}, M_{uoy}$

fuerza axial de diseño que obra en la columna y momentos de diseño en el extremo considerado, calculados con alguno de los métodos del Capítulo 2.

$M_{px} = Z_x F_y$  y  $M_{py} = Z_y F_x$

momentos plásticos nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$P_y = A F_y$

axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A.

Cuando se emplee alguna de las dos ecuaciones anteriores para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además, la condición:

$$\frac{M_{uoy}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (8.1.3)$$

Si la sección transversal de la columna no es ninguna de las mencionadas, las ecuaciones 8.1.1 y 8.1.2 se sustituyen por:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (8.1.4)$$

**b) Secciones tipo 3 y 4:**

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} \leq 1.0 \quad (8.1.5)$$

$M_{Rx}$  y  $M_{Ry}$  se calculan como se indica en el Capítulo 6.

**8.1.3.2 Revisión de la columna completa****a) Secciones tipo 1 y 2:**

Debe satisfacerse la condición:

$$P_u / R_c + M_{uox}^* / M_{RX} + (M_{uoy}^* / F_R M_{py}) \leq 1.0 \quad (8.1.6)$$

$P_u, M_{uox}^*, M_{uoy}^*$  fuerza axial y momentos de diseño que obran sobre la columna, calculados con alguno de los métodos del Capítulo 2. En la ecuación 8.1.6, lo mismo que en la ecuación 8.1.7, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor del eje X o Y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo.

$M_{RX}$  y  $M_{RY}$  momentos resistentes de diseño alrededor del eje X y del Y; se calculan de acuerdo con el Capítulo 6.

$R_c$  resistencia de diseño en compresión, se determina como se indica en con el Capítulo 5.

**b) Secciones tipo 3 y 4:**

Debe cumplirse la condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{RY}} \leq 1.0 \quad (8.1.7)$$

**8.1.3.3 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden**

Como una alternativa a un análisis riguroso, los efectos de segundo orden pueden obtenerse amplificando los de primer orden, utilizando el método de la sección 2.7.

## 8.1.4 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

En la determinación de las acciones de diseño debe utilizarse el método de análisis directo de la sección 2.4.

### 8.1.5 Ecuaciones de interacción alternas

Cuando las columnas son de sección transversal I o H, con  $b_p / d \leq 1.0$ , o en cajón, pueden utilizarse las ecuaciones 8.1.8 y 8.1.9, en lugar de las de los incisos 8.1.3.1 y 8.1.3.2.

Revisión de las secciones extremas:

$$\left( \frac{M_{\text{max}}}{F_R M'_{px}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{\text{max}}}{F_R M'_{py}} \right)^\alpha \leq 1.0 \quad (8.1.8)$$

Revisión de la columna completa:

$$\left( \frac{M_{\text{max}}}{F_R M'_{nx}} \right)^\beta + \left( \frac{M_{\text{max}}}{F_R M'_{ny}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad (8.1.9)$$

Los términos de estas ecuaciones se determinan como sigue:

a) *Miembros de sección transversal I o H:*

Si  $b_p / (d < 0.5)$

$$\alpha = 1.0 \quad (8.1.10)$$

Si  $0.5 \leq b_p / d \leq 1.0$

$$\alpha = 1.6 - (P_u / P_y) / 2 [\ln P_u / P_y] \quad (8.1.11)$$

Si  $b_p / (d < 0.3)$

$$\beta = 1.0 \quad (8.1.12)$$

Si  $0.3 \leq b_p / d \leq 1.0$

$$\beta = 0.4 + P_u / P_y + b_p / d \geq 1.0 \quad (8.1.13)$$

$b_p$  ancho del patín  
 $d$  peralte total de la sección

$$M'_{px} = 1.2 M_{px} [1 - (P_u / P_y)] \leq M_{px} \quad (8.1.14)$$

$$M'_{py} = 1.2 M_{py} [1 - (P_u / P_y)^2] \leq M_{py} \quad (8.1.15)$$

$$M'_{nx} = M_{nx} (1 - P_u / (F_R P_n)) (1 - P_u / P_{ex}) \quad (8.1.16)$$

$$M'_{ny} = M_{ny} (1 - P_u / (F_R P_n)) (1 - P_u / P_{ey}) \quad (8.1.17)$$

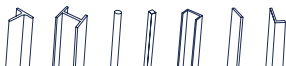
b) *Miembros de sección transversal rectangular hueca (en cajón):*

$$\alpha = 1.7 - \frac{P_u / P_y}{2 [\ln P_u / P_y]} \quad (8.1.18)$$

$$\beta = 1.7 - \frac{P_u / P_y}{\ln P_u / P_y} - \alpha \lambda_x \left( \frac{P_u}{P_y} \right)^b \leq 1.1 \quad (8.1.19)$$

Si  $P_u / (P_y \leq 0.4)$

$$a = 0.06 \quad \text{y} \quad b = 1.0 \quad (8.1.20)$$



Si  $P_u / (P_y > 0.4)$

$$a = 0.15 \quad \text{y} \quad b = 2.0 \quad (8.1.21)$$

$$M'_{px} = 1.2 M_{px} [1 - (P_u / P_y)] \leq M_{px} \quad (8.1.22)$$

$$M'_{py} = 1.2 M_{py} [1 - (P_u / P_y)^2] \leq M_{py} \quad (8.1.23)$$

$$M'_{nx} = M_{nx} (1 - P_u / (F_R P_n)) (1 - P_u / P_{ex} 1.25 / (B/H))^{1/3} \quad (8.1.24)$$

$$M'_{ny} = M_{ny} (1 - P_u / (F_R P_n)) (1 - P_u / P_{ey} 1.25 / (B/H))^{1/2} \quad (8.1.25)$$

$P_c$  carga crítica de pandeo de Euler igual a  $AF_y / \lambda_c^2$ , donde  $\lambda_c$  es el parámetro de esbeltez de la columna respecto al eje X para  $P_{ex}$ , o el eje Y para  $P_{ey}$ .

$$\lambda_c = KL / r \sqrt{F_y / (\pi^2 E)}$$

$M_p$  momento plástico  $\leq 1.5 F_y S$

$B^p$  ancho exterior de la sección en cajón, paralelo al eje centroidal principal de mayor momento de inercia, X.

$H$  peralte exterior de la sección en cajón, perpendicular al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X, también en sección I de patines anchos.

## 8.2 Miembros en flexotensión

### 8.2.1 Dimensionamiento

a) *Revisión de las secciones extremas:*

*Secciones tipo 1 y 2, deberán cumplir con el inciso 8.1.3.1(a). Secciones tipo 3 y 4, deberán cumplir con el inciso 8.1.3.1(b). b) Revisión del miembro completo:*

*Debe satisfacerse la condición*

$$P_u / R_t + M_{max} / M_{RX} + M_{my} / (F_R M_{RY}) \leq 1.0 \quad (8.2.1)$$

$P_u$ ,  $M_{max}$  y  $M_{my}$  fuerza axial y momentos de diseño que obran sobre la barra en la sección considerada, determinados con alguno de los métodos del Capítulo 2.

$R_t$  resistencia de diseño en tensión.

$M_{RX}$  y  $M_{RY}$  resistencias de diseño en flexión.

En lugar de utilizar la ecuación 8.2.1, el diseño puede basarse en un estudio más preciso de la interacción de tensión y flexión.

## 8.3 Miembros en flexión y cortante combinados

En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición:

$$M_u / M_R + (V_u / V_R)^2 \leq 1.0 \quad (8.3.1)$$

*Cuando se necesitan atiesadores transversales en vigas de sección I cuya alma se ha diseñado tomando en cuenta la contribución del campo de tensión diagonal, y  $V_u$  y  $M_u$  están comprendidos entre los límites  $0.6V_R \leq V_u \leq V_R$  y  $0.75M_R \leq M_u \leq M_R$*

*Debe cumplirse la condición*

$$0.727 M_u / M_R + 0.455 V_u / V_R \leq 1.0 \quad (8.3.2)$$

$M_R$  resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con el Capítulo 6

$V_R$  resistencia de diseño al cortante, calculada de acuerdo con el Capítulo 7

$M_u$  y  $V_u$  momento flexionante y fuerza cortante de diseño, respectivamente

## 9. MIEMBROS COMPUESTOS

*Nota: Para fines ilustrativos, las siguientes figuras muestran algunas posibles configuraciones de columnas y vigas compuestas.*

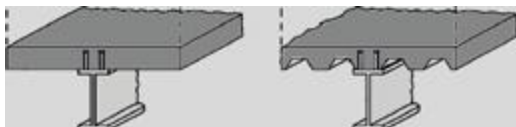


Figura 8.3.1 Vigas compuestas

### 9.1 Consideraciones generales

#### 9.1.1 Limitaciones de los materiales

A menos que ensayos experimentales o análisis justifiquen límites diferentes que sean aprobados por la Administración, los componentes de concreto, acero estructural y acero de refuerzo en sistemas compuestos deben cumplir las limitaciones siguientes:

a) Para la determinación de la resistencia de diseño, el concreto de peso normal debe tener una resistencia en compresión ( $f'_c$ ) de no menos de 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>) ni más de 70 MPa (700 kg/cm<sup>2</sup>), y el de peso ligero no menos de 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>) ni más de 42 MPa (420 kg/cm<sup>2</sup>).

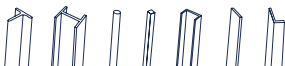
b) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado ( $F_y$ ) del acero estructural y el de refuerzo que se utilicen en los cálculos de resistencia de miembros compuestos no debe ser mayor que 525 MPa (5250 kg/cm<sup>2</sup>).

*Nota: Pueden utilizarse concretos de mayor resistencia para los cálculos de rigidez, pero no se pueden utilizar para cálculos de resistencia, a menos que se justifique con un estudio experimental o analítico que apruebe la Administración.*

#### 9.1.2 Miembros compuestos durante la construcción

Para determinar los efectos de las cargas en miembros y conexiones de una estructura que incluya miembros compuestos, se debe considerar la sección efectiva en cada instante del proceso de carga.

La resistencia de un miembro antes del endurecimiento del concreto se obtiene como la resistencia que tenga el perfil de acero (sin considerar la contribución del concreto) de acuerdo con la sección correspondiente de estas Normas. Una vez endurecido el concreto en miembros compuestos, una distribución plástica del esfuerzo aplica si el componente de acero es una sección compacta tipo 1 o 2; de lo contrario, se considera una distribución elástica. En todos los casos, se incluirán los efectos que pueden ocurrir durante la construcción, como los debidos al peso o a la presión del concreto en estado fresco.



### 9.1.3 Resistencia nominal de secciones compuestas

A menos que se indique otra disposición, la resistencia nominal de secciones compuestas se debe determinar con (a) el método de la distribución plástica de los esfuerzos, o (b) el método de la compatibilidad de las deformaciones.

a) Cuando se aplica el método de la distribución plástica de los esfuerzos, la resistencia nominal se calcula suponiendo que los componentes de acero han alcanzado un esfuerzo  $F_y$  en tensión o compresión, y que los componentes de concreto en compresión, debida a fuerza axial y/o flexión, han alcanzado un esfuerzo  $f_c''$ , descrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. En columnas compuestas circulares rellenas, el esfuerzo del concreto en compresión se puede considerar como  $0.95f_c'$  o alternativamente,  $f_c'' + (\eta F_y) / (D/t)$ , con  $\eta = 1.5 - \lambda_c \geq 0$ .

*Nota: El esfuerzo de compresión mayor en el concreto de columnas circulares rellenas considera el efecto del confinamiento del concreto por el tubo circular de acero.*

Al determinar la resistencia nominal de miembros compuestos se desprecia la resistencia en tensión del concreto.

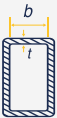

b) Cuando se aplica el método de la compatibilidad de las deformaciones, se supone una distribución lineal de las deformaciones unitarias a través de la sección transversal, con la deformación unitaria máxima en el concreto igual a  $0.003 \text{ mm/mm}$ . Adicionalmente, se pueden usar curvas esfuerzo-deformación del acero y concreto obtenidas de ensayos de laboratorio o de resultados publicados en la literatura.

*Nota: El método de la compatibilidad de las deformaciones debe usarse para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares, y en los casos en que el acero no exhiba un comportamiento elastoplástico.*




### 9.1.4 Clasificación por pandeo local de secciones compuestas rellenas de concreto

Los perfiles de acero rellenos de concreto se clasifican por pandeo local en función de su relación ancho-grueso o diámetro-grueso,  $\lambda$ , con los valores límite  $\lambda_{pl}$ ,  $\lambda_p$ ,  $\lambda_y$ , indicados en la tabla 9.1.1 para secciones compuestas rellenas en compresión, y en la tabla 9.1.2 para secciones compuestas rellenas en flexión. En secciones esbeltas tipo 4, no se permite que la relación ancho-grueso o diámetro grueso,  $\lambda$ , exceda el límite  $\lambda_{max}$ .

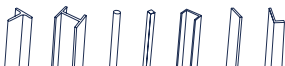
El estado límite de pandeo local se revisa en secciones compuestas rellenas, pero no en las embebidas.

Sección transversal	Ancho/grueso	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 1	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 2	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 3	$\lambda_{max}$	Ejemplo
Sección hueca rectangular o sección cajón.	$\lambda = b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sección hueca circular.	$\lambda = D/t$	$0.076 \frac{E}{F_y}$	$0.15 \frac{E}{F_y}$	$0.19 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

**Tabla 9.1.1** Relaciones límite ancho-grueso en elementos de acero comprimidos de miembros compuestos rellenos en compresión axial

Sección transversal	Ancho/grueso	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 1	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 2	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 3	$\lambda_{max}$	Ejemplo
Sección hueca rectangular o sección cajón en compresión uniforme (ej. Patines).	$\lambda = b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sección hueca rectangular o sección cajón en compresión no uniforme (ej. Almas).	$\lambda = b/t$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sección hueca circular.	$\lambda = D/t$	$0.076 \frac{E}{F_y}$	$0.15 \frac{E}{F_y}$	$0.19 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

**Tabla 9.1.2** Relaciones límite ancho/grueso de elementos de acero comprimidos en miembros compuestos rellenos en flexión



## 9.2 Columnas compuestas

### 9.2.1 Limitaciones

Las columnas compuestas deben satisfacer las limitaciones siguientes:

- 1) *El área de la sección transversal del perfil de acero embebido en concreto o del tubular relleno de ese material debe comprender al menos el 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta*
- 2) *En columnas compuestas rellenas de concreto, los perfiles de acero se clasifican, por pandeo local, de acuerdo con el inciso 9.1.4.*
- 3) *En columnas compuestas embebidas en concreto se debe contar con refuerzo longitudinal continuo y transversal (estribos o espirales). Para el refuerzo lateral, se deben usar varillas del No. 3 (10 mm) con separación máxima de 30 cm entre centros, o varillas del No. 4 (13 mm) con separación máxima de 40 cm entre centros; el espaciamiento máximo de estribos no excederá 0.5 veces la dimensión mínima de la columna. La cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $p_{sr}$ , no debe ser menor que 0.004.*

### 9.2.2 Resistencia en compresión

La resistencia de diseño en compresión axial,  $R_c$ , de columnas compuestas de sección transversal con al menos dos ejes de simetría, correspondiente al estado límite de pandeo por flexión, se determina con la ecuación:

$$R_c = F_R \chi P_o \quad (9.2.1)$$

- $F_R$  factor de resistencia, igual a 0.75.  
 $\chi$  factor de reducción de resistencia en compresión por pandeo por flexión, que vale:

$$\chi = 1 / (1 + \lambda_c^{2n})^{1/n} \quad (9.2.2)$$

- $n$  coeficiente adimensional, igual a 1.4 para columnas compuestas embebidas o rellenas de concreto.  
 $\lambda_c$  parámetro de esbeltez, igual a:

$$\lambda_c = \sqrt{(P_o / P_e)} \quad (9.2.3)$$

- $P_o$  resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta, que se determina de acuerdo con los incisos 9.2.2.1 y 9.2.2.2.

La carga crítica de pandeo elástico,  $P_e$ , del miembro compuesto es:

$$P_e = \pi^2 EI_e / (KL)^2 \quad (9.2.4)$$

- $K$  factor de longitud efectiva  
 $L$  longitud no soportada del miembro

Para calcular la carga crítica de pandeo de las columnas compuestas, la rigidez efectiva en flexión,  $EI_e$ , se evalúa como:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c (E_c I_c) / I + u \quad (9.2.5)$$

*Nota: La rigidez efectiva en flexión,  $EI_e$ , no puede utilizarse directamente para análisis de segundo orden. Para éstos, se seguirán las disposiciones del inciso 9.2.9.*

- $E$  módulo de elasticidad del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal, que vale 200,000 MPa (2,040,000 kg/cm<sup>2</sup>).

$E_c$  módulo de elasticidad del concreto; se proporciona en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, de acuerdo con las características del concreto empleado (por ejemplo, clase 1 o 2, peso normal o ligero, y resistencia normal o alta resistencia).

Los subíndices “a”, “r” y “c” corresponden a los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal, y concreto.

$I_a, I_r, I_c$  son los momentos de inercia del perfil de acero, del acero de refuerzo longitudinal, y del concreto respecto a los ejes neutros elásticos de la sección compuesta.

“u” es la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta y carga viva; no debe ser mayor que 1.0; se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El coeficiente de rigidez  $C_c$  para el concreto es:

Columnas compuestas embebidas,

$$C_c = 0.25 + 3 \rho_a \leq 0.7 \quad (9.2.6)$$

Columnas compuestas rellenas,

$$C_c = 0.45 + 3 \rho_a \leq 0.9 \quad (9.2.7)$$

La cuantía de acero respecto a la sección total es:

$$\rho_a = A_a + A_r / A_t \quad (9.2.8)$$

$A_a$  y  $A_r$  son las áreas del perfil de acero y del acero de refuerzo longitudinal, y  $A_t$  es el área total de la sección transversal compuesta.

### 9.2.2.1 Resistencia en compresión de secciones formadas por perfiles de acero embebidos en concreto

$$P_o = P_p = P_a + P_r + P_c \quad (9.2.9)$$

$P_a, P_r$  y  $P_c$  son, respectivamente, la resistencia plástica de los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal y concreto, que se calculan con las expresiones:

$$P_a = F_y A_a \quad (9.2.10)$$

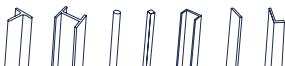
$$P_r = F_{yr} A_r \quad (9.2.11)$$

$$P_c = f''_c A_c \quad (9.2.12)$$

$A_c$  es el área del concreto.  $A_a$  y  $A_r$  ya se han definido.

$F_y$  y  $F_{yr}$  son, respectivamente, los esfuerzos de fluencia del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal.

$f''_c$  es el esfuerzo del bloque equivalente en compresión del concreto como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.





## 9.2.2.2 Resistencia en compresión de secciones compuestas formadas por perfiles de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto

### 9.2.2.2.1 Secciones tipo 1 o 2 (compactas)

En miembros compuestos formados por perfiles huecos compactos tipo 1 o 2 rellenos de concreto:

$$P_o = P_p = P_a + f''_c (A_c + A_r E/E_c) \quad (9.2.13)$$

Para columnas compuestas rellenas de sección rectangular  $f''_c = 0.85f'_c$  como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Para columnas compuestas rellenas de sección circular, el esfuerzo resistente en compresión del concreto se puede tomar igual a  $0.95f'_c$ , alternativamente, igual a:

$$f''_c = 0.85f'_c + \eta F_y / (D/t) \quad (9.2.14)$$

$$\eta = 1.5 - \lambda_c \geq 0 \quad (9.2.15)$$

*Nota: El esfuerzo resistente en compresión mayor en el concreto de columnas circulares rellenas de esbeltez baja a intermedia ( $\lambda \leq 1.5$ ) considera el efecto del confinamiento en el concreto por el tubo circular de acero.*

### 9.2.2.2.2 Secciones tipo 3 (no compactas)

En miembros compuestos formados por perfiles huecos no compactos tipo 3, rellenos de concreto:

$$P_o = P_p - (P_p - P_y) / ((\lambda_r - \lambda_p)) (\lambda - \lambda_p) \quad (9.2.16)$$

$P_p$  se determina con la ecuación 9.2.13.

$$P_y = P_a + 0.7f'_c (A_c + A_r E/E_c) \quad (9.2.17)$$

$\lambda$  es la relación ancho/grueso o diámetro/grueso del perfil tubular.

$\lambda_r$  y  $\lambda_p$  son los parámetros de esbeltez límite establecidos en la tabla 9.1.2.

*Nota: Los efectos del pandeo local no se consideran en miembros compuestos embebidos.*

### 9.2.2.2.3 Secciones tipo 4 (esbeltas)

En miembros compuestos formados por perfiles huecos esbeltos tipo 4, rellenos de concreto:

$$P_o = F_{cr} A_a + 0.7f'_c (A_c + A_r E/E_c) \quad (9.2.18)$$

Para perfiles huecos rectangulares:

$$F_{cr} = 9E_a / (b/t)^2 \quad (9.2.19)$$

Para perfiles huecos circulares:

$$F_{cr} = 0.72 F_y (E/F_y / D/t)^{0.2} \quad 9.2.20$$

*Nota: En secciones compactas tipo 4,  $P_a = F_{cr} A_a$*

### 9.2.2.2.4 Pandeo por torsión o flexotorsión

El pandeo por torsión o flexotorsión no se presenta en miembros compuestos.

*Nota: Pruebas experimentales de columnas compuestas embebidas o rellenas de concreto indican que la presencia de este material reduce significativamente la posibilidad de pandeo torsional o flexotorsional del acero estructural.*

### 9.2.3 Resistencia en tensión

La resistencia de diseño en tensión axial de miembros compuestos embebidos en concreto o rellenos de este material se determina para el estado límite de fluencia, con un factor de resistencia FR igual a 0.90.

$$R_t = F_R (P_a + P_r) = F_R (F_y A_a + F_{yr} A_r) \quad (9.2.21)$$

### 9.2.4 Resistencia en flexión

La resistencia de diseño en flexión,  $M_R$ , de miembros compuestos embebidos o rellenos de concreto se determina como el producto del factor de reducción de resistencia en flexión,  $F_R=0.90$ , por el momento nominal,  $M_n$ , de la sección compuesta. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá lo descrito en el inciso 9.1.3(a).

$$M_R = F_R M_n \quad (9.2.22)$$

#### 9.2.4.1 Miembros compuestos rellenos con elementos compactos, y miembros compuestos embebidos

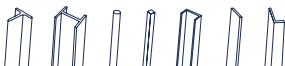
La resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón de sección compacta tipo 1 o 2, rellenos de concreto, y de miembros compuestos embebidos de cualquier tipo, es igual al momento plástico,  $M_p$ , de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos plásticos, o por compatibilidad de las deformaciones unitarias. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de  $0.7 f'_c A_c$ , y un esfuerzo máximo en el acero igual a  $F_y$ .

*Nota: Para calcular la resistencia en flexión pura,  $M_p$ , se debe obtener, con el método de la distribución de esfuerzos plásticos o el de compatibilidad de deformaciones, la posición del eje neutro para la que la resultante de fuerzas en la sección sea cero (flexión pura). Para columnas compuestas embebidas con flexión alrededor del eje de mayor inercia, el eje neutro puede estar en la sección de concreto o en el alma o patín del perfil de acero.*

#### 9.2.4.2 Miembros compuestos rellenos con elementos no compactos y esbeltos

La resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección no compacta tipo 3 es igual al momento elástico,  $M_y$ , de la sección compuesta calculado con el método de la distribución elástica de los esfuerzos o de la compatibilidad de las deformaciones unitarias.

La resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección esbelta tipo 4, es igual al momento crítico,  $M_{cr}$ , de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos elásticos o por compatibilidad de las deformaciones unitarias. Cuando se use una distribución de esfuerzos elásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de  $0.7 f'_c A_c$ , y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual al que se obtenga con las ecuaciones 9.2.19 o 9.2.20.



### 9.2.4.3 Pandeo lateral torsional

El pandeo lateral torsional no se requiere evaluar en miembros compuestos.

## 9.2.5 Resistencia en combinaciones de cargas

### 9.2.5.1 Flexocompresión

El diseño de columnas compuestas en Flexocompresión biaxial ( $P_u, M_{ux}, M_{uy}$ ) se realiza con alguno de los métodos siguientes:

#### 9.2.5.1.1 Método 1. Empleo de las ecuaciones de interacción de la sección 8.1

Se deben utilizar las ecuaciones que apliquen de la sección 8.1, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en compresión,  $R_c$ , y flexión,  $M_R$ , por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecuaciones 9.2.1 y 9.2.22, respectivamente.

#### 9.2.5.1.2 Método 2. Empleo de ecuaciones de interacción simplificadas para miembros compuestos

Este método es aplicable a columnas compuestas en flexocompresión con dos ejes de simetría.

a) Cuando  $P_u < R_{cc}$

$$M_{ux} / M_{RX} + M_{uy} / M_{RY} \leq 1.0 \quad (9.2.23)$$

b) Cuando  $P_u \geq R_{cc}$

$$P_u - R_{cc} / R_c - R_{cc} + M_{ux} / M_{RX} + M_{uy} / M_{RY} \leq 1.0 \quad (9.2.24)$$

$R_c$  resistencia en compresión de la columna compuesta, calculada como se indica en el inciso 9.2.2.  
 $M_{RX}, M_{RY}$ , resistencias de diseño en flexión pura, que se determinan según el inciso 9.2.4.  
 $R_{cc}$  resistencia en compresión de la sección de concreto ( $P_c$  ecuación 9.2.12), disminuida por los factores de reducción de resistencia en compresión ( $FR = 0.75$ ) y de reducción por estabilidad ( $\chi$ , ecuación 9.2.2).

$$R_{cc} = F_R \chi P_c \quad (9.2.25)$$

*Nota: Las resistencias requeridas últimas ( $P_u, M_{ux}, M_{uy}$ ) deben incluir los efectos de segundo orden (efectos  $P\delta$  y  $PA$ ) determinados con alguno de los métodos descritos en el Capítulo 2 de estas Normas.*

### 9.2.5.2 Flexotensión

Se debe utilizar la ecuación aplicable de la sección 8.2, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en tensión,  $R$ , y flexión,  $M_R$  por las correspondientes de la columna compuesta que se determinan con las ecuaciones 9.2.21 y 9.2.22 respectivamente.

## 9.2.6 Resistencia en cortante

La resistencia en cortante se determinará con una de las consideraciones siguientes:

a) *Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural,  $V_a$ , de acuerdo con el Capítulo 7 de estas Normas.*

$$V_R = F_R V_a \quad (9.2.26)$$

b) Considerando la sección de concreto,  $V_c$  y del refuerzo transversal,  $V_r$  conforme a lo que estipulen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$V_R = F_R (V_c + V_r) \quad (9.2.27)$$

c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural,  $V_a$  como lo indique el Capítulo 7 de estas Normas, y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal,  $V_r$ , como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$V_R = F_R V_a + F_R V_r \quad (9.2.28)$$

## 9.2.7 Transferencia y resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto-acero

La resistencia en la superficie de contacto acero,  $V_{TR}$ , deberá ser igual o mayor que la fuerza última,  $V_{Tu}$ , que se transfiere en dicha superficie de la columna compuesta.

### 9.2.7.1 Transferencia de la fuerza en la superficie de contacto

Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los siguientes mecanismos de transferencia.

a) Si la fuerza axial última externa,  $P_u$ , se aplica directamente a la sección de acero, la carga que se transmite a la superficie de contacto con el concreto es:

$$V_{Tu} = P_u (P_c / P_o) \quad (9.2.29)$$

b) Si la fuerza axial última externa,  $P_u$ , se aplica directamente a la sección de concreto, la carga que se transmite a la interfaz con el acero es:

$$V_{Tu} = P_u (P_a / P_o) \quad (9.2.30)$$

$P_p$  resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta sin considerar efectos de esbeltez; determinada con la ecuación 9.2.9 para columnas compuestas embebidas, y con la ecuación 9.2.13 para columnas compuestas rellenas.

*Nota:* En secciones compactas tipo 4,  $P_a = F_{cr} A_a$

c) Si la fuerza axial última externa,  $P_u$ , se aplica simultáneamente en las secciones de acero y de concreto, se debe determinar por equilibrio de la sección la carga máxima que se transfiere en la superficie de contacto entre ambos materiales, considerando sus respectivas rigideces axiales. Conservadoramente, se puede suponer el caso más desfavorable, correspondiente a las ecuaciones 9.2.29 y 9.2.30.

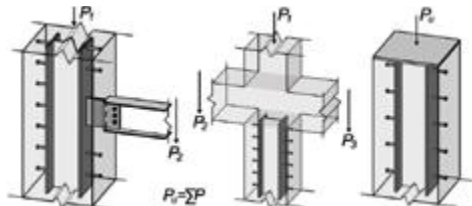
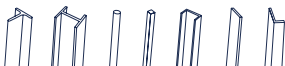


Figura 9.2.1  
Mecanismos de transferencia de la fuerza en la superficie de contacto acero concreto



### 9.2.7.2 Resistencia en la superficie de contacto

La fuerza que se transfiere en la superficie de contacto concreto acero se puede resistir con alguno de los mecanismos siguientes. La resistencia final en la superficie de contacto puede considerarse igual a la del mecanismo que proporciona la capacidad nominal más grande. Independientemente de los dispositivos que se usen para que se desarrollen los mecanismos, no se permite considerar la superposición de sus resistencias.

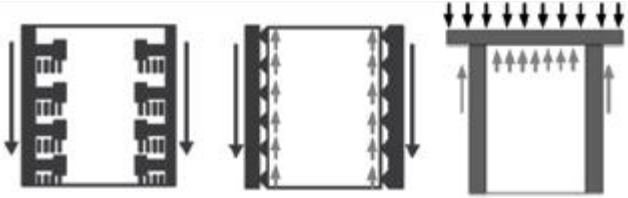


Figura 9.2.2 Mecanismos de resistencia de la carga en la superficie de contacto concreto acero

(1) **Conectores de cortante** – Cuando la fuerza  $V_{Tu}$  es resistida por medio de conectores, se debe determinar la resistencia en cortante,  $\Sigma Q_n$ , dentro de la longitud de introducción de la carga,  $L_m$ .

$$V_{TR} = \Sigma Q_n \quad (9.2.31)$$

El factor de reducción de resistencia de conectores para el estado límite de cortante es  $F_R = 0.62$ .

La resistencia nominal de un conector es:

$$Q_n = F_u A_{cc} \quad (9.2.32)$$

La separación  $s_{cc}$  entre conectores distribuidos en la longitud  $L_m$  debe ser menor o igual que:

$$s_{cc} \leq F_R F_u A_{cc} m / V_u L_m \quad (9.2.33)$$

$F_u$	esfuerzo último en cortante del conector
$A_{cc}$	área de la sección transversal de cada conector
$m$	número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de la longitud $L_m$
$L_m$	longitud de introducción de la carga, igual a la longitud en donde se transfiere directamente la carga, más dos veces la dimensión mínima de la sección de las columnas que llegan al nudo
$s_{cc}$	separación entre conectores

*Nota: La longitud de introducción de la carga,  $L_m$ , se ilustra en la figura 9.2.3.*

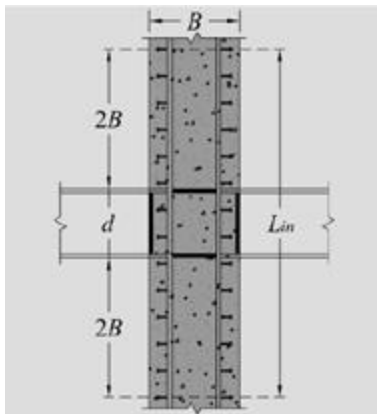


Figura 9.2.3 Longitud de introducción de la carga

Cuando se use este mecanismo de resistencia en columnas compuestas embebidas en concreto, los conectores de cortante se deben distribuir a lo largo de la longitud  $L_{in}$  con una separación no mayor que  $s_{cc}$  o 300 mm, y se deben colocar con una configuración simétrica. Fuera de la longitud  $L_{in}$ , la separación de conectores no debe ser mayor que  $2s_{cc}$  o 600 mm, colocados con una configuración simétrica.

(2) *Adherencia directa* – Cuando la fuerza  $V_{Tu}$  es resistida por adherencia directa, se debe determinar la capacidad para el estado límite de adherencia en la superficie efectiva comprendida en la longitud  $L_{in}$  con un factor de reducción de resistencia de  $F_R = 0.50$ .

$$V_{TR} = F_R P_{in} L_{in} F_{in} \quad (9.2.34)$$

$P_{in}$       perímetro de la superficie efectiva de adherencia  
 $F_{in}$       esfuerzo nominal de adherencia concreto acero, igual a 0.40 MPa (4 kg/cm<sup>2</sup>)

En secciones compuestas embebidas no se debe considerar el mecanismo de adherencia directa.

(3) *Soporte directo* – Cuando la fuerza  $V_{Tu}$  es resistida por soporte directo, mediante placas o atiesadores dentro de la longitud  $L_{in}$  se debe determinar la capacidad para el estado límite de aplastamiento del concreto.

$$V_{TR} = 1.7 F_R f'_c A_I \quad (9.2.35)$$

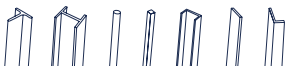
$A_I$       área efectiva del concreto bajo soporte directo

El factor de reducción de resistencia para este estado límite es  $F_R = 0.65$ .

## 9.2.8 Requisitos adicionales en el detallado

La separación libre mínima entre el perfil de acero y el refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menor que 3.8 cm.

Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales, celosías, placas de unión o componentes similares que



prevengan el pandeo de los perfiles individuales debido a las fuerzas aplicadas antes del endurecimiento del concreto.

*Nota: La sección 12.5 de estas Normas contiene especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas.*

### 9.2.9 Análisis de segundo orden

A menos que se utilice un método más exacto aprobado por la Administración, el análisis de las estructuras compuestas se efectuará como se describe en el Capítulo 2 con el método de la longitud efectiva o el método directo.

En el análisis, se utilizan las rigideces efectivas de los elementos estructurales. Para elementos compuestos, la rigidez efectiva es la de una sección transformada agrietada. En columnas compuestas, la posición del eje neutro de la sección transformada se determina considerando la carga axial y los momentos de segundo orden.

Alternativamente, se puede considerar que la rigidez efectiva en flexión,  $EI_e$ , es igual a:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c E_c I_c \quad (9.2.36)$$

El coeficiente de rigidez  $C_c$  para el concreto se determina con la ecuación 9.2.6 para columnas compuestas embebidas, y con la ecuación 9.2.7 para las rellenas.

En el diseño de columnas compuestas con el método de la longitud efectiva, el coeficiente de longitud efectiva,  $K$ , puede calcularse con los cocientes de rigideces de las columnas compuestas que se determina con la ecuación 9.2.36, entre las rigideces de las vigas que llegan al nodo.

En el diseño de columnas compuestas con el método directo, se deberán incluir las imperfecciones iniciales o fuerzas ficticias que se indican en el Capítulo 2, y una rigidez efectiva reducida de  $EI_e^* = 0.80EI_e$ , donde  $EI_e$  se obtiene con la ecuación 9.2.36.

La ecuación 9.2.36 también puede emplearse en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño.

## 9.3 Vigas compuestas

### 9.3.1 Hipótesis de diseño y métodos de análisis

*a) Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección por plastificación completa de la misma.*

*1) Cuando la losa, que está ligada a la viga, armadura o larguero de alma abierta de acero, por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta (zonas de momento positivo), se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor  $f'_c$  (igual a  $0.85f'_c$ ) uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que la sección de acero completa está sometida a un esfuerzo uniforme igual a  $F_y$ , tanto en la zona que trabaja en tensión como en la zona comprimida, cuando ésta existe. La fuerza de tensión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza de compresión en la losa de concreto más la de la parte comprimida de la sección de acero, si ésta existe.*

*2) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión (zonas de momento negativo), se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual a  $F_y$ , siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y se desprecia la resistencia a la tensión del*

concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a  $F_y$ , ya sea en tensión o en compresión. La fuerza de compresión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo más la de la parte de la sección de acero que trabaja en tensión.

#### **b) Distribución de esfuerzos en el intervalo elástico**

Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad del material que se esté considerando.

Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondientes a solicitaciones de diseño, no deben exceder de  $F_y$  y  $f'_c$ , respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

#### **c) Construcción compuesta completa**

La viga trabaja en construcción compuesta completa cuando el número y la resistencia de los conectores de cortante son suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

#### **d) Construcción compuesta parcial**

Si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

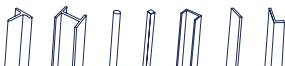
#### **e) Vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados en concreto**

Puede suponerse que las vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa, están interconectados con él por adherencia natural, de manera que trabajen en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condiciones siguientes:

- 1) Las vigas, armaduras o largueros de alma abierta no están pintados.
- 2) El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior del elemento de acero debe ser, como mínimo de 50 mm.
- 3) El borde superior del elemento de acero está, cuando menos, 40 mm debajo del borde superior y 90 mm encima del borde inferior de la losa.
- 4) El concreto que rodea al elemento de acero está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.

#### **f) Métodos de análisis**

Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.





### g) Análisis elástico

Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada tramo es constante en toda su longitud; esta rigidez puede calcularse con el promedio pesado de los momentos de inercia en las zonas de momento positivo y negativo.

### h) Análisis plástico

Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos en secciones completamente plastificadas, dadas arriba.

## 9.3.2 Ancho efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto, medido a cada lado del eje del elemento de acero ( $b_e/2$ ), se toma igual a la menor de las distancias siguientes:

- Un octavo del claro de la viga medido entre centros de los apoyos.
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- La distancia al borde de la losa.

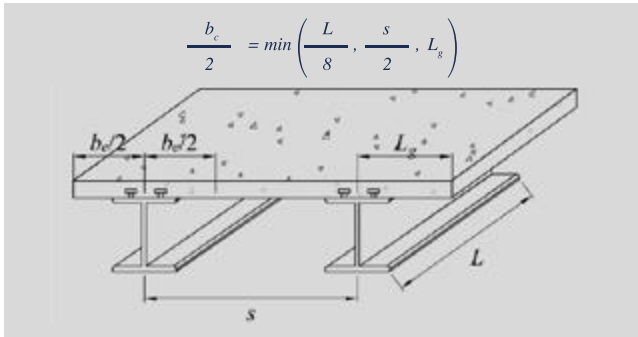


Figura 9.3.1 Ancho efectivo de vigas compuestas

## 9.3.3 Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante

### a) Losa de concreto en compresión (zonas de momento positivo)

La viga compuesta está formada por el perfil, armadura o larguero de acero, los conectores de cortante y la losa de concreto o la lámina acanalada con el concreto colado sobre ella.

Las armaduras y los largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en construcción compuesta completa, el eje neutro de la sección transformada debe estar dentro de la losa, de manera que todo el elemento de acero trabaje en tensión (caso 1); el área de la cuerda superior no se toma en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta.

El momento resistente de diseño,  $M_{Rc}$ , de una sección compuesta con la losa en compresión, es igual a  $F_R M_n$ , donde  $F_R$  se toma igual a 0.90 y  $M_n$  es el momento resistente nominal, que se calcula como se indica a continuación.

**Caso 1.** Construcción compuesta completa y eje neutro plástico en la losa;  $\Sigma Q_n$ ,  $A_s F_y$  y  $A_s F_y b_e t f_c''$  donde  $\Sigma Q_n$  es la suma de las resistencias nominales de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y de momento nulo,  $b_e$  el ancho efectivo y  $t$  el grueso de la losa de concreto.

$$M_N = T_r e' = F_y A_s e' \quad (9.3.1)$$

$e'$  brazo del par resistente; se calcula con

$$a = (A_s F_y) / (b_e f_c'') \quad (9.3.2)$$

**Caso 2.** Construcción compuesta completa y eje neutro en la sección de acero.

$$\Sigma Q_n \geq b_e t f_c'' \text{ y } b_e t f_c'' < A_s F_y$$

$$M_n = C_r e + C'_r e' \quad (9.3.3)$$

$$C'_r = b_e t f_c'' \quad (9.3.4)$$

$$C_r = (A_s F_y - C'_r) / 2 \quad (9.3.5)$$

**Caso 3.** Construcción compuesta completa parcial.

$$\Sigma Q_n < b_e t f_c'' \text{ y } C_r < A_s F_y$$

$$M_n = C_r e + C'_r e' \quad (9.3.6)$$

$$C'_r = \Sigma Q_n \quad (9.3.7)$$

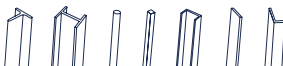
$$C_r = (A_s F_y - C'_r) / 2 \quad (9.3.8)$$

$e'$  brazo del par resistente, se calcula con

$$a = C'_r / b_e f_c'' = \Sigma Q_n / b_e f_c'' \quad (9.3.9)$$

No se considera acción compuesta en el cálculo de resistencias en flexión cuando  $\Sigma Q_n$  es menor que 0.4 veces el menor de los valores  $0.85 b_e f_c''$  y  $A_s F_y$ , ni en el cálculo de deflexiones cuando  $\Sigma Q_n$  es menor que 0.25 veces el menor de los valores  $0.85 b_e f_c''$  y  $A_s F_y$ .

*Nota: Se ha demostrado que para cálculos de resistencia es aceptable un límite inferior de 40 % de la conexión en cortante completo; debajo de este valor no puede asegurarse la acción compuesta completa, por el deslizamiento que se presenta entre viga y losa. Para cálculo de deflexiones, determinadas para niveles específicos de carga, es adecuado, por el mismo motivo, el límite inferior de 25 %. En algunas especificaciones no se incluye ningún requisito mínimo en la conexión por corte. Sin embargo, muchas ayudas de diseño limitan la acción compuesta parcial a un mínimo de 25 %, por razones prácticas. En estos casos deben considerarse dos fenómenos que se presentan cuando los grados de acción compuesta parcial son bajos: primero, si son menores de 50 %, se requieren rotaciones grandes para llegar a la resistencia de diseño en flexión del miembro, lo que puede ocasionar una ductilidad muy limitada*



después de que se alcanza esa resistencia; segundo, una acción compuesta reducida ocasiona la rápida terminación del comportamiento elástico de la viga y los conectores de cortante. Como las normas están basadas en conceptos de resistencia última, se han eliminado medios para comprobar que el comportamiento en condiciones de servicio es elástico, lo que puede tener importancia cuando la acción compuesta parcial es limitada.

En las expresiones anteriores:

$A_s$	área de la sección transversal de la sección de acero.
$T_r$	resistencia en tensión de la parte del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centro de de esa parte.
$C_r$	resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte.
$C'_r$	resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte.
$a$	profundidad de la zona de concreto que trabaja en compresión.
$e$	distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero, $C_r$ y $T_r$ .
$e'$	distancia entre las resultantes de las compresiones en el concreto y las tensiones en el acero, $C'_r$ y $T_r$ .

#### b) Pandeo local del alma

El pandeo local del alma puede limitar la resistencia en flexión de una sección compuesta que trabaja en flexión positiva, cuando el alma de la viga es esbelta, y una parte importante de ella está en compresión.

Si  $h/t_a \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$ ,  $F_R$  se toma igual a 0.85, y  $M_n$ , momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

Si  $h/t_a > 3.76 \sqrt{E/F_y}$ ,  $F_R$  se toma igual a 0.90, y  $M_n$  se determina por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto de apuntalamiento durante la construcción.  $h$  y  $t_a$  son el peralte y el grueso del alma de la sección.

#### c) Losa de concreto en tensión (zonas de momento negativo)

El momento resistente de diseño  $M_R$ , de las zonas que trabajan en flexión negativa puede tomarse igual al de la sección de acero sola (Capítulo 6) o, si la viga es tipo 1 o 2 (Sección 3.2), y está contraventada adecuadamente, puede calcularse con  $F_R=0.90$  y con el momento  $M_n$  correspondiente a las hipótesis del inciso 9.3.1.a2.

### 9.3.4 Losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada ("steel-deck")

#### a) Generalidades

Esta Sección se aplica a láminas acanaladas y corrugadas con nervaduras de altura nominal no mayor de 76 mm y un ancho medio de 50 mm o más, pero en los cálculos no se tomará el ancho de las costillas de concreto mayor que la distancia libre mínima en la parte superior de la nervadura. En el inciso 9.3.4.c se indican restricciones adicionales.

La losa de concreto se unirá a la viga de acero por medio de conectores de cortante tipo pernos de acero con cabeza ("headed steel studs"), de diámetro no mayor de 19 mm, que se soldarán a la viga directamente o a través de la lámina y, una vez instalados, sobresaldrán no menos de 38 mm del borde superior de la lámina.

Los conectores se pueden soldar a través de un máximo de dos láminas en contacto, cada una de ellas de no más de 1.71 mm de grueso total, incluyendo recubrimientos (1.52 mm de grueso nominal de la lámina de acero más un recubrimiento de zinc no mayor que el proporcionado por 275 g/m<sup>2</sup>). En caso contrario se utilizarán los procedimientos y se tomarán las precauciones indicadas por el fabricante de los conectores, o las láminas se perforarán previamente. El grueso de la losa de concreto, por encima de la lámina, será, como mínimo, de 50 mm.

*Nota: La figura 9.3.2 ilustra las variables y límites geométricos para una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada y corrugada. Por claridad de la figura no se muestra el acero de refuerzo en el concreto.*

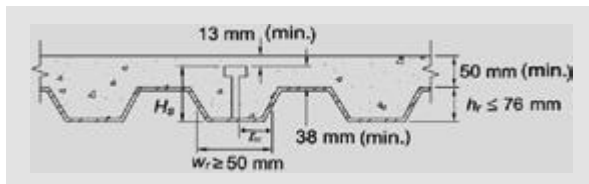


Figura 9.3.2 Variables y límites en losa con lámina acanalada y corrugada

#### b) Nervaduras perpendiculares a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son perpendiculares a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de  $A_c$  se desprecia el concreto colocado debajo de la parte superior de la lámina.  $A_c$  es el área efectiva de la losa de concreto.

La separación de los conectores de cortante colocados a lo largo de la viga no debe ser mayor de 900 mm.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra con cabeza se obtiene multiplicando el valor estipulado en el inciso 9.3.7 por el factor de reducción siguiente:

$$0.85 / \sqrt{N_r} (w_r / h_r) [(H_s / h_r) - 1.0] \leq 1.0 \quad (9.3.10)$$

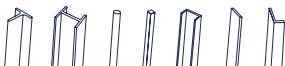
$h_r, w_r$  altura nominal y ancho medio de la nervadura

$H_s$  longitud del conector después de soldarlo (se toma igual o menor que  $h_r + 76$  mm, aunque la altura real sea mayor)

$N_r$  número de conectores en una nervadura en su intersección con la viga (en los cálculos, no más de tres, aunque haya más conectores)

Cuando se coloca un solo conector en una nervadura perpendicular a la viga de acero, el factor de resistencia de la ecuación 9.3.10 no debe ser mayor de 0.75.

Para evitar que se levante y se separe de los elementos que la soportan, la lámina debe estar anclada a ellos en puntos separados no más de 450 mm; el anclaje puede ser proporcionado por los conectores de cortante, una combinación de conectores y puntos de soldadura al arco eléctrico, u otros medios especificados por el diseñador.



### c) Nervaduras paralelas a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son paralelas a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección puede incluirse el concreto colado debajo de la parte superior de la lámina, y en el cálculo de  $A_c$  (Inciso 9.3.7), debe incluirse ese concreto.

Las nervaduras o costillas de la lámina que quedan sobre la viga de soporte pueden cortarse longitudinalmente y separarse, para formar una costilla de concreto más ancha.

Cuando la altura nominal de la lámina acanalada es de 38 mm o más, el ancho promedio  $w_r$  de la costilla apoyada en la viga no será menor de 50 mm para el primer conector en una hilera transversal, más cuatro diámetros por cada línea adicional de conectores.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra de acero con cabeza es el valor estipulado en el inciso 9.3.7, pero cuando  $w_r/h_r r$  es menor que 1.5, ese valor se multiplica por el factor de reducción:

$$0.6 (w_r / h_r) [(H_s / h_r) - 1.0] \leq 1.0 \quad (9.3.11)$$

$h_r, w_r$  y  $H_s$  se definieron previamente.

## 9.3.5 Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto

Como una alternativa, cuando el elemento de acero es una viga de alma llena, la resistencia en flexión,  $F_R, M_n$ , puede determinarse con  $F_R$  igual a 0.9 y calculando  $M_n$  con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

Si se colocan los conectores de cortante necesarios, y el concreto satisface los requisitos aplicables del inciso 9.3.1.a, la resistencia de diseño en flexión,  $F_R, M_n$ , puede considerarse igual a la que corresponde a la plastificación completa de la sección compuesta, con  $F_R$  igual a 0.9.

## 9.3.6 Resistencia durante la construcción

Cuando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas antes de que el concreto adquiera el 75 % de su resistencia especificada,  $f'_c$ .

## 9.3.7 Conectores de cortante

Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal o barras de acero con cabeza, soldados al patín del perfil, armadura o larguero de alma abierta.

### 9.3.7.1 Materiales

Los conectores de cortante serán canales de alguno de los aceros estructurales indicados en el inciso 1.4.1, laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza que deben satisfacer los requisitos del inciso 1.4.5 cuya longitud, después de su colocación, no será menor de cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que  $15 \text{ kN/m}^3$  ( $1500 \text{ kg/m}^3$ ).

### 9.3.7.2 Fuerza cortante horizontal

Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se toma igual al menor de los valores siguientes:

$$\begin{aligned} a) & 0.85 f'_c A_c \\ b) & A_s F_y \\ c) & \Sigma Q_n \end{aligned}$$

$f'_c$	resistencia especificada del concreto en compresión
$A_c$	área efectiva de la losa de concreto
$\Sigma Q_n$	suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo Este valor es aplicable sólo a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial
$A_s F_y$	se han definido con anterioridad

En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se toma igual al menor de los valores:

$$\begin{aligned} a) & A_r F_{yr} \\ b) & \Sigma Q_n \end{aligned}$$

$A_r$	área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
$F_{yr}$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal. se ha definido arriba. Este valor sólo aplica a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial.
$\Sigma Q_n$	

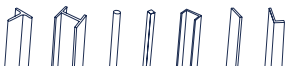
### 9.3.7.3 Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza

La resistencia nominal de un conector de barra de acero con cabeza, ahogado en una losa maciza de concreto, es:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (9.3.12)$$

$A_{sc}$	área de la sección transversal del vástago del conector
$f'_c$	resistencia especificada del concreto en compresión
$F_u$	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector ( $F_u = 414 \text{ MPa}$ ; $4220 \text{ kg/cm}^2$ , para los conectores que se usan generalmente; véase el inciso 1.4.5)
$E_c$	módulo de elasticidad del concreto con las características que correspondan (clase 1 o 2, peso normal o ligero, y resistencia normal o alta resistencia) de acuerdo con lo prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

*Nota: No se especifica un factor de resistencia para los conectores debido a que la ecuación de resistencia en flexión de vigas compuestas considera implícitamente todas las fuentes de variabilidad, incluyendo las asociadas con los conectores de cortante.*



Cuando los conectores están ahogados en una losa de concreto sobre una lámina de acero acanalada, la resistencia calculada con la ecuación 9.3.12 se reduce multiplicándola por el que sea aplicable de los factores dados por las ecuaciones 9.3.10 y 9.3.11. Los factores de reducción no aplican al límite superior de la ecuación 9.3.12.

### 9.3.7.4 Resistencia de conectores de canal

La resistencia nominal de una sección canal embebida en una losa maciza de concreto, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3 (t_p + 0.5t_a) I_{cc} \sqrt{f'_c E_c} \quad (9.3.13)$$

$t_p$	grueso del patín
$t_a$	grueso del alma
$I_{cc}$	longitud de la canal

La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual a la resistencia del conector.

### 9.3.7.5 Número de conectores

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, deben colocarse los conectores de cortante necesarios para obtener un trabajo en construcción compuesta completa, de acuerdo con la ecuación:

$$\Sigma Q_n = N Q_n = 1.3 A_{ci} F_y \quad (9.3.14)$$

$N$	número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo
$Q_n$	resistencia al corte de un conector
$A_{ci}$	área de la sección transversal de la cuerda inferior de la armadura o larguero

### 9.3.7.6 Colocación y espaciamiento de los conectores

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo,  $M_{max}$ , pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión:

$$N (M - M_r / M_{max} - M_r) \quad (9.3.15)$$

$M$	momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada
$M_r$	momento resistente de diseño de la sección de acero
$N$	se ha definido arriba

Los conectores colocados en losas macizas de concreto deben tener, como mínimo, 25 mm de recubrimiento lateral de concreto. El diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el grueso de la parte a la que se suelden, excepto en los casos en que se coloquen en el patín de una sección I o H, exactamente sobre el alma.

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, el cociente  $\tau$  del diámetro del conector entre el grueso del material al que se suelda no debe ser mayor de 4.0.

Si  $4.0 \geq \tau > 2.5$ , la resistencia del conector se multiplica por un factor de reducción,

$$R_f = 2.67 - 0.67 \tau \leq 1.0.$$

La separación mínima centro a centro de los conectores de barra con cabeza será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de cuatro diámetros en la dirección perpendicular a ese eje, pero cuando se coloquen en costillas de láminas acanaladas perpendiculares a la viga, esas separaciones serán de cuatro diámetros en cualquier dirección. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ocho veces el grueso total de la losa, ni de 900 mm. En losas coladas sobre una lámina acanalada, en el grueso total se incluye el peralte de las nervaduras.

*Nota: Consulte otras referencias para los casos en que la losa es de concreto ligero.*

## 9.3.8 Refuerzo de la losa

### 9.3.8.1 Refuerzo paralelo

El refuerzo paralelo al eje de la viga en regiones de momento flexionante negativo (losa en el borde en tensión) de vigas compuestas debe anclarse ahogándolo en concreto en compresión.

### 9.3.8.2 Refuerzo transversal

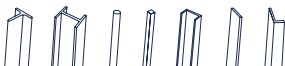
#### **a) Losas macizas**

Debe colocarse refuerzo transversal sobre el perfil, armadura o larguero de acero, a menos que se sepa, por experiencia, que es poco probable que se formen grietas longitudinales, debidas a la acción compuesta, directamente sobre ellos. El refuerzo adicional se colocará en la parte inferior de la losa, y se anclará de manera que desarrolle su resistencia al flujo plástico. Su área no será menor que 0.002 veces el área de concreto que se está reforzando, y las barras que lo componen se distribuirán uniformemente.

#### **b) Losas sobre lámina acanalada**

Cuando las nervaduras son paralelas al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.002 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.

Cuando las nervaduras son perpendiculares al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.001 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.





### 9.3.9 Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial

En el cálculo de esfuerzos y deformaciones en régimen elástico de vigas de alma llena en construcción compuesta parcial deben incluirse los efectos del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

El momento de inercia efectivo,  $I_e$ , de una viga parcialmente compuesta, con la losa de concreto apoyada y conectada directamente al perfil de acero, o colada sobre una lámina acanalada y conectada a la viga a través de ella, se calcula aproximadamente con la ecuación

$$I_e = I_a + \sqrt{\left(\sum Q_n / C_f\right)} (I_{tr} - I_a) \quad (9.3.16)$$

$I_e$	momento de inercia de la sección de acero
$I_{tr}$	momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada completa
$\sum Q_n$	suma de resistencias de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y momento nulo
$C_f$	fuerza de compresión en la losa de concreto correspondiente a trabajo compuesto completo, o sea el menor de los valores $f'_c A_c$ y $A_s F_y$ (inciso 9.3.7.2)

El módulo de sección efectivo,  $S_e$ , referido al patín en tensión de la viga en construcción compuesta parcial, con o sin lámina acanalada, es aproximadamente igual a

$$S_e = S_a + \sqrt{\left(\sum Q_n / C_f\right)} (S_{tr} - S_a) \quad (9.3.17)$$

$S_a$  y  $S_{tr}$  son los módulos de sección del perfil de acero estructural y de la sección compuesta no agrietada transformada, ambos referidos al patín en tensión de la sección de acero.

Las fórmulas anteriores no son aplicables cuando la relación  $\sum Q_n / C_f$  es menor que 0.25, para evitar deslizamientos excesivos, acompañados por disminuciones importantes de la rigidez de la viga compuesta.

### 9.3.10 Resistencia en cortante

En el diseño de elementos del alma de armaduras y largueros de alma abierta que trabajen en compresión se toma  $F_R$  igual a 0.75.

### 9.3.11 Deflexiones

#### 9.3.11.1 Vigas de acero de alma llena

En el cálculo de las deflexiones deben incluirse los efectos del flujo plástico y la contracción del concreto, y la pérdida de rigidez ocasionada, en su caso, en vigas de alma llena en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales, acero y concreto. También deben tenerse en cuenta los efectos de la continuidad, completa o parcial, en la viga de acero y la losa de concreto, que reduce las deflexiones calculadas suponiendo vigas apoyadas libremente.

Los efectos del trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, el flujo plástico y la contracción del concreto, pueden tenerse en cuenta, de una manera aproximada, como sigue:

a) Para considerar la pérdida de rigidez producida por el trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, las deflexiones se calculan usando el momento de inercia efectivo dado por la ecuación 9.3.16.

b) La deflexión adicional producida por la contracción del concreto en vigas apoyadas libremente se determina con la expresión

$$\Delta_s = \varepsilon_f A_c L^2 y / 8nI_{tr} \quad (9.3.18)$$

$\varepsilon_f$	deformación unitaria del concreto producida por la contracción libre, igual a $200 \times 10^{-6}$
$A_c$	área efectiva de la losa de concreto
$L$	claro de la viga
$n$	relación modular, $E/E_c$
$y$	distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de la sección compuesta
$I_{tr}$	momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada

### 9.3.11.2 Armaduras y largueros de alma abierta

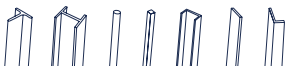
a) Por carga viva. Las deflexiones por carga viva de las armaduras compuestas pueden determinarse utilizando el momento de inercia efectivo

$$I_e = I'_a + 0.77 (I'_t - I'_a) \quad (9.3.19)$$

con lo que se tiene en cuenta la flexibilidad de los conectores y el deslizamiento entre el concreto y el acero.

$I'_a$  e  $I'_t$  son los momentos de inercia de la armadura de acero y de la armadura compuesta, basados en el área de las cuerdas de la armadura y en la sección transformada de concreto, divididos entre 1.10, para incluir el efecto de la flexibilidad de los elementos del alma de la armadura.

b) Por contracción del concreto. Se utiliza el procedimiento dado en el inciso 9.3.11.1.b.



---

## 10. CONEXIONES

---

### 10.1 Generalidades

---

Los elementos componentes se dimensionan para que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada:

*a) Con un análisis estructural bajo cargas de diseño como se especifica en el Capítulo*

*b) Partiendo de la resistencia de diseño máxima probable de los miembros conectados (diseño por capacidad)*

---

#### 10.1.1 Conexiones simples

---

Cuando una conexión se considera flexible se diseña, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante.

#### 10.1.2 Conexiones rígidas

---

Las conexiones en los extremos de vigas, traveses o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñan para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

#### 10.1.3 Conexiones mínimas

---

Las conexiones diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 50 kN (5000 kg).

El número mínimo de tornillos en una conexión es dos.

---

#### 10.1.4 Excentricidades

---

En el diseño deben considerarse las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando sean consecuencia de que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

#### 10.1.5 Juntas en miembros en compresión

---

En miembros comprimidos pueden usarse juntas cepilladas que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de sollicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

Además, se colocarán los elementos de unión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, 50 % de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

#### 10.1.6 Desgarramiento laminar (“lamellar tearing”)

---

Siempre que sea posible, deben eliminarse las juntas en esquina, en te o de cualquier otro tipo, de elementos estructurales o placas, en las que haya transmisión de fuerzas de tensión a través del grueso del material, producidas por la contracción de soldaduras colocadas en condiciones que restringen su contracción libre, por la acción de cargas exteriores o por la combinación de ambos factores.



**Figura 10.1.1** Desgarramiento laminar en conexiones en te y en esquina.

*Nota: Un ejemplo típico se presenta en el patín de una columna frente al patín en tensión de la viga en una conexión rígida. El desgarramiento no es importante frente al patín comprimido.*

## 10.1.7 Tornillos en combinación con soldadura

### 10.1.7.1 En obras nuevas

Cuando en una obra nueva se especifique el uso de tornillos, ordinarios o de alta resistencia, diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje.

Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción sí puede considerarse que las solicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras. Los cálculos deben hacerse con fuerzas factorizadas.

### 10.1.7.2 En obras ya construidas

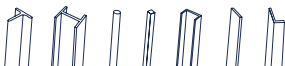
Cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia diseñados para trabajar en una conexión de deslizamiento crítico, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

## 10.1.8 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches en obras existentes

En modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en conexiones de deslizamiento crítico, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

## 10.1.9 Empalmes en material grueso

Esta sección se aplica a empalmes de perfiles laminados, o hechos con placas soldadas, que tienen paredes de más de 50 mm de grueso, sujetos a esfuerzos primarios de tensión, producidos por tensión axial o flexión.



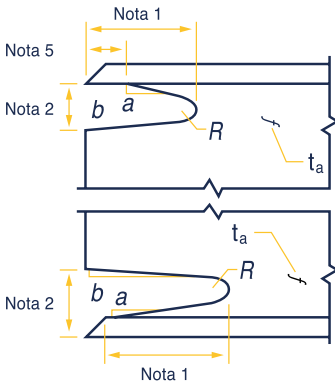
Cuando las fuerzas de tensión en esas secciones se transmiten a través de soldaduras de penetración completa, deben satisfacerse los requisitos siguientes:

- a) El material debe tener la tenacidad que se indica en el inciso 1.4.1.1
- b) Los agujeros de acceso tendrán las características del inciso 10.1.10
- c) El material de relleno cumplirá los requisitos del inciso 10.2.2

Cuando los miembros hechos con material de más de 50 mm de grueso trabajan principalmente en compresión, los agujeros de acceso para soldar deben ser semejantes a los de los elementos en tensión.

### 10.1.10 Agujeros de acceso para las soldaduras

Todos los agujeros de acceso que se requieran para facilitar las operaciones de soldadura deben ser detallados para proporcionar espacio suficiente. El agujero de acceso tendrá una longitud, medida desde la punta del bisel o preparación de la soldadura, no menor de 1.5 veces el espesor del material donde se hace el agujero, ni menor que 38 mm. La altura del agujero será igual o mayor que el grueso del material perforado, pero no menor de 19 mm ni mayor que 50 mm (Figura 10.1.2).

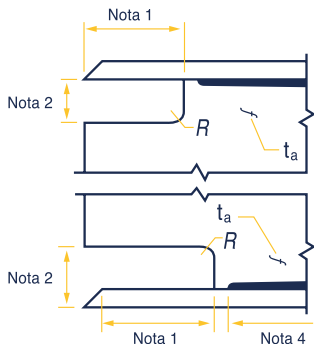


1. Mayor de 1.5  $t_a$  o 38 mm
2. Mayor de 1.0  $t_a$  o 19 mm pero no mayor de 50 mm
3. "R" radio mínimo de 10 mm
4. "a" es una transición del alma al patín, en pendiente; "b" puede ser horizontal
5. El fondo del patín superior se acondicionará para colocar placa de respaldo si es usada

Figura 10.1.2 Detalle de agujeros de acceso

En secciones laminadas, o soldadas antes de hacer el agujero, al borde del alma se le dará una pendiente o curvatura, desde la superficie del patín hasta la superficie reentrante del agujero. Los agujeros de acceso de vigas laminadas y travesaños armados que requieran soldaduras a tope de penetración completa para unir almas y patines, deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes agudas. Para ello, en esas esquinas se hará un corte circular de radio no menor de 10 mm.

Se permite que los agujeros terminen perpendicularmente al patín siempre que la soldadura acabe a una distancia de la perforación de acceso por lo menos igual al tamaño de la soldadura.



1. Mayor de 1.5  $t_a$  o 38 mm
2. Mayor de 1.0  $t_a$  o 19 mm pero no mayor de 50 mm
3. "R" radio mínimo de 10 mm
4. La soldadura, en miembros armados, debe terminar a una distancia mayor o igual al tamaño de la soldadura

Figura 10.1.3 Detalle de agujero de acceso en miembros armados

### 10.1.11 Limitaciones para conexiones atornilladas y soldadas.

En las conexiones que se indican en el inciso 10.3.2 deben emplearse juntas soldadas o con tornillos pretensados.

## 10.2 Soldaduras

### 10.2.1 Generalidades

Los tipos de soldadura precalificados son los de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente. Los procesos aprobados en estas Normas son la soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW), la soldadura automática de arco sumergido (SAW), la protegida con gases (GMAW) y la soldadura de electrodo con corazón de fundente (FCAW). Pueden utilizarse otros procesos si se califican adecuadamente para los casos en que se vayan a usar.

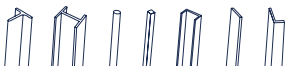
*Nota: Las letras, con las que se designan estos procesos, provienen de sus nombres en inglés.*

### 10.2.2 Metal de aportación

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente o gas, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante del electrodo respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base (ver inciso 10.2.2.1).

#### 10.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Por ejemplo, las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 331 y 365 MPa (3400 y 3700 kg/cm<sup>2</sup>), respectivamente, y de ruptura en tensión de 412 y



481 MPa (4200 y 4900 kg/cm<sup>2</sup>), son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 250 y 400 MPa (2530 y 4080 kg/cm<sup>2</sup>), respectivamente; para el acero A572 Gr 50 es compatible la soldadura con electrodo E70XX.

*Nota: Los dos o tres primeros dígitos que siguen a la letra E en la notación AWS (American Welding Society), por ejemplo 70 en E70XX, indican la resistencia a la ruptura en tensión del metal depositado por el electrodo, en kips/pulg<sup>2</sup>.*

### 10.2.3 Tipos de soldaduras

En estas Normas se consideran cuatro tipos de soldaduras:

- a) **Soldaduras de filete.** Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- b) **Soldaduras de penetración.** Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.
- c) **Soldaduras de tapón.**
- d) **Soldaduras de ranura.**

Las soldaduras de tapón y de ranura se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

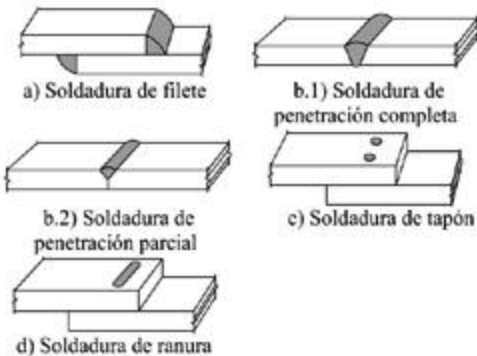


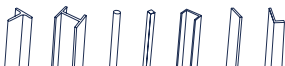
Figura 10.2.1 Tipos de soldaduras

## 10.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras

- a) El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.
- b) El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- c) La longitud efectiva de una soldadura de penetración entre dos piezas a tope es igual al ancho de la pieza más angosta, aun en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.
- d) La longitud efectiva de una soldadura de filete recta es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete es curva, la longitud es igual a la del eje del cordón, trazado por el centroide del plano que pasa por la garganta, pero si el filete está depositado en un agujero circular o en una ranura, el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- e) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la soldadura. Puede utilizarse una garganta efectiva más grande si se demuestra, por medio de ensayos de soldaduras en las que se ha utilizado el mismo proceso de producción e iguales variables en el procedimiento, que se obtiene, de manera consistente, una penetración mayor que la de la raíz de la soldadura diagramática.
- f) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa, depositada, por un lado, con placa de respaldo, o por los dos, limpiando el segundo lado hasta descubrir metal sano antes de colocar la soldadura (backgouging), es igual al grueso de la más delgada de las placas unidas.

Si no se usa placa de respaldo, o no se limpia adecuadamente el segundo lado antes de depositar la soldadura, la junta se considerará de penetración parcial.

- g) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 10.2.1.
- h) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular, o entre una barra y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 10.2.2. Para verificar que la garganta se obtiene de una manera consistente se obtendrán muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.





Proceso de Soldadura	Posición <sup>(1)</sup>	Tipo de preparación	Tamaño efectivo de la garganta
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW) Soldadura protegida con gases (GMAW) Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	Todos	En U o J Bisel V 60°	Profundidad del bisel
Soldadura automática de electrodo sumegido (SAW)	P	En U o J Bisel V 60°	
Soldadura protegida con gases (GMAW) Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	P H	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW)	Todos	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm
Soldadura protegida con gases (GMAW) Soldadura de electrodo con corazón fundente (FCAW)	V C	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm

<sup>(1)</sup> Posición plana (P), horizontal (H), vertical (V), de cabeza (C).

**Tabla 10.2.1** Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Proceso de Soldadura	Bisel	Bisel doble
GMAW, FCAW-G <sup>1</sup>	5/8 R	3/4 R
GMAW, FCAW-G <sup>1</sup>	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R

1. FCAW con protección adicional obtenida con un suministro externo de gas
2. FCAW con protección obtenida exclusivamente con el fundente del electrodo

**Tabla 10.2.2** Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas

Para ranuras simples con  $R < 10$  mm usar solamente soldadura de refuerzo de filete en juntas a tope.

**R** radio de la superficie de la junta. Se puede suponer igual a  $2t$  para esquinas de secciones huecas rectangulares o circulares.

### 10.2.5. Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el que se indica en la tabla 10.2.3. El tamaño queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada.

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg.)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta, mm (pulg.)
Menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
Más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
Más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
Más de 19 (3/4) hasta 38 (1 1/2)	8 (5/16)
Más de 38 (1 1/2) hasta 57 (2 1/4)	10 (3/8)
Más de 57 (2 1/4) hasta 150 (6)	13 (1/2)
Mayor que 150 (6)	16 (5/8)

Tabla 10.2.3 Tamaños mínimos efectivos de la garganta de soldaduras de penetración parcial

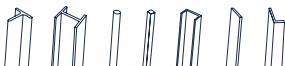
### 10.2.6 Soldaduras de filete

#### 10.2.6.1 Tamaño mínimo

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg.)	Tamaño mínimo del filete <sup>(1)</sup> , mm (pulg.)
Menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
Más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
Más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
Mayor que 19 (3/4)	8 (5/16)

<sup>(1)</sup> Dimensión de la pierna del filete de soldadura. Deben usarse soldaduras depositadas en un solo paso.

Tabla 10.2.4 Tamaños mínimos de soldaduras de filete



### 10.2.6.2 Tamaño máximo

El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

- a) *En los bordes de material de espesor menor que 6 mm, no mayor que el grueso del material.*
- b) *En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6 mm, el grueso del material menos 2 mm, excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material. La distancia entre el borde de la soldadura depositada y el de la placa puede ser menor que 2 mm, pero el tamaño de la soldadura debe poderse verificar sin dificultad.*

### 10.2.6.3 Longitud

La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas no será menor que cuatro veces su tamaño nominal. Como alternativa, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 200 mm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva, como colocar una soldadura transversal en el extremo o usar soldaduras intermedias de tapón o ranura. Si no se toman esas medidas, deben satisfacerse los requisitos de la sección 3.1.

La longitud efectiva de las soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, utilizadas para transmitir una carga axial en el extremo de un miembro, es igual a la longitud total cuando ésta no excede de 100 veces el tamaño de la pierna. Si es más larga, la longitud efectiva se obtiene multiplicando la real por un factor de reducción  $\beta$ , que vale

$$\beta = 1.2 - 0.002 (L / a) \leq 1.0 \quad (10.2.1)$$

$L$	longitud real de la soldadura
$a$	tamaño de su pierna

Si  $L > 300a$ ,  $\beta$  se toma igual a 0.60.

El factor de reducción no se aplica, entre otros casos, a soldaduras que unen entre sí placas o perfiles para formar una sección armada, o a las soldaduras que unen los atiesadores intermedios al alma de las vigas o trabes, cuando no se usa la resistencia posterior al pandeo, pues no están sujetas a esfuerzos axiales, ya que su único objeto es mantener el alma plana.

### 10.2.6.4 Soldaduras intermitentes

Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes cuando la resistencia requerida es menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden utilizarse para unir elementos componentes de miembros armados. La longitud efectiva de un segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor que cuatro veces su tamaño, con un mínimo de 40 mm. La separación longitudinal entre cordones interrumpidos colocados en los bordes de placas o patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en los incisos 4.3.1 y 5.3.1.

### 10.2.6.5 Juntas traslapadas

El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. Las juntas traslapadas de placas o barras sometidas a esfuerzos axiales, que utilizan solamente soldaduras transversales, deben soldarse con cordones colocados a lo largo de los extremos de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas está adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

#### 10.2.6.6 Terminación de cordones en soldaduras de filete

Estas soldaduras pueden llegar hasta los extremos o bordes de las partes en las que están colocadas, o interrumpirse antes de llegar a ellos, de acuerdo con las condiciones siguientes:

- 1) *En juntas traslapadas sujetas a esfuerzos de tensión calculados, en las que una de las partes unidas se extiende más allá del borde de la otra, los cordones de soldadura deben terminar a una distancia del borde no menor que el tamaño del filete.*
- 2) *En conexiones sujetas a esfuerzos máximos en los extremos de las soldaduras, producidos por fuerzas y/o momentos cíclicos de magnitud y frecuencia suficientes para ocasionar una falla progresiva por fatiga, que se inicie en un punto de esfuerzo máximo en el extremo de la soldadura, los filetes deben rematarse dando vuelta a la esquina en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o, si es menor, el ancho de la parte unida.*
- 3) *En conexiones simples, con ángulos o placas extremas, que dependen de la flexibilidad de las piernas de los ángulos o de la placa, si se da vuelta a la soldadura en la esquina, se hará en una longitud no mayor que cuatro veces el tamaño nominal del filete.*
- 4) *Las soldaduras de filete entre atiesadores transversales intermedios y el alma de las trabes armadas deben terminarse a una distancia de la soldadura que une el alma y el patín de la trabe comprendida entre cuatro y seis veces el grueso del alma.*
- 5) *Las soldaduras de filete que se colocan en lados opuestos de un plano común deben interrumpirse en la esquina común a ambas.*

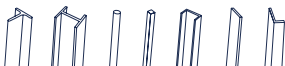
### 10.2.7 Soldaduras de tapón y de ranura

Se utilizan para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro de los agujeros.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el tamaño de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el tamaño del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extiende hasta el borde de esa parte.



La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 200 mm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm, deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor que 16 mm se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor que 16 mm.

## 10.2.8 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos  $F_R F_{MB} A_{MB}$  y  $F_R F_s A_s$ .

$A_{MB}$	área de la sección transversal del metal base
$A_s$	área efectiva de la soldadura
$F_{MB}$	resistencia nominal del metal base
$F_s$	resistencia nominal del metal del electrodo
$F_R$	factor de resistencia

En la tabla 10.2.5 se proporcionan los valores de  $F_R$ ,  $F_{MB}$ ,  $F_s$  y demás información pertinente.

En lugar de utilizar las resistencias de diseño, constantes, de la tabla 10.2.5, la resistencia de las soldaduras de filete puede determinarse con el procedimiento que se describe a continuación.

*1) La resistencia de diseño de un grupo de soldaduras lineales del mismo tamaño, cargadas en su plano, a través del centro de gravedad del grupo, es igual a la suma de los productos  $F_R F_s A_s$ , donde*

$$F_s = 0.60 F_{EXX} (1 + 0.5 \text{ seno}^{1.5} \theta) \quad (10.2.2)$$

$F_R$	0.75
$F_{EXX}$	número de clasificación del electrodo
$\theta$	ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura, en grados

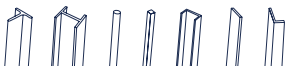
*Nota: En un grupo lineal de soldaduras todos los cordones están en una línea o son paralelos entre sí.*

*2) El conjunto de soldaduras cargadas en su plano puede diseñarse utilizando un método basado en el empleo de los centros instantáneos de rotación.*

## 10.2.9 Combinación de soldaduras

Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes (penetración, filete, tapón o ranura), la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

Tipos de sollicitación y dirección respecto al eje de la soldadura <sup>(1)</sup>	Material que controla la resistencia	Factor de resistencia $F_R$	Resistencia nominal $F_{tMB}$ o $F_S$	Resistencia requerida del metal de aportación <sup>(2,3)</sup>
<b>(a) Soldaduras de penetración completa<sup>(4)</sup></b>				
<b>Tensión.</b> <i>Normal al eje de la soldadura</i>	Resistencia de la junta controlada por el metal base	0.90	$F_y$	<i>Debe usarse metal de aportación compatible con el del metal base. Para juntas en T o en esquina sin remoción de la placa de respaldo se requiere un metal de aportación resistente a muescas.</i>
<b>Compresión.</b> <i>Normal al eje de la soldadura</i>	Resistencia de la junta controlada por el metal base	0.90	$F_y$	<i>Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o un nivel menor que la del metal de aporte compatible con el metal base.</i>
<b>Tensión o Compresión.</b> <i>Paralela al eje de la soldadura</i>	La tensión o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no requieren ser consideradas en el diseño de la soldadura que une esas partes	0.90	$F_y$	<i>Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible con el metal base.</i>
<b>Cortante</b>	Resistencia de la junta controlada por metal base	0.90	$0.60F_y$	<i>Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o un nivel menor que la del metal de aporte compatible con el metal base.</i>
<b>(b) Soldaduras de penetración parcial; se incluyen soldaduras de bisel y acampanadas<sup>(4)</sup></b>				
<b>Tensión.</b> <i>Normal al eje de la soldadura</i>	Metal base	0.75	$F_y$	<i>Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base.</i>
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
<b>Compresión.</b> <i>Columna a placa de base y empalmes de columnas</i>	No se requiere considerar el esfuerzo de compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
<b>Compresión.</b> <i>Conexiones de miembros diseñadas para soportar por aplastamiento miembros que no sean columnas</i>	Metal base	0.90	$F_y$	
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
<b>Compresión.</b> <i>Conexiones no preparadas para trabajar en compresión por aplastamiento</i>	Metal base	0.90	$F_y$	
	Soldadura	0.80	$0.90F_{EXX}$	
<b>Tensión o compresión</b> <i>paralelas al eje de la soldadura</i>	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
<b>Cortante</b>	Metal base	Controlado por la sección 10.4		
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	



(c) Soldaduras de filete incluyendo filetes en ranuras y agujeros y juntas T esviadas <sup>(4)</sup>			
<b>Cortante</b>	Metal base	Controlado por la sección 10.4	
	Soldadura	0.75	0.60F <sub>EXX</sub>
<b>Tensión o Compresión. Paralela al eje de la soldadura</b>	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes		
<i>Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base.</i>			
(d) Soldadura de tapón o de ranura <sup>(4)</sup>			
<b>Cortante paralelo a la superficie de falla (en el área efectiva)</b>	Metal base	Controlado por la sección 10.4	
	Soldadura	0.75	0.60F <sub>EXX</sub>
<i>Puede usarse metal de aportación de nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base.</i>			

**Tabla 10.2.5 Resistencias de diseño de soldaduras**

**Notas:**

$F_y$  Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

$F_{EXX}$  Clasificación del electrodo, MPa (kg/cm<sup>2</sup>).

(1) Definición de áreas y tamaños efectivos; véase el inciso 10.2.4.

(2) Para la definición de - metal de aportación compatible con el metal base - véase el inciso 10.2.2.1.

(3) Puede utilizarse metal de aportación con nivel de resistencia un nivel más alto (68 MPa, 700 kg/cm<sup>2</sup>) que el compatible con el metal base.

(4) Para los distintos tipos de soldadura véase el inciso 10.2.3.

(5) Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros armados, tales como las que unen el alma y los patines de las traveses armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.

(6) El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que es aplicable en cada caso particular. Cuando la falla sea por ruptura a lo largo de una trayectoria de cortante, la resistencia de diseño será igual a  $F_R (0.6F_u) F_{nc}$ , donde  $F_R$  es igual a 0.75 y  $F_{nc}$  es el área neta en cortante (sección 10.4).

## 10.3 Tornillos y partes roscadas

### 10.3.1 Tornillos de alta resistencia

Los tornillos que se consideran aquí deben satisfacer los requisitos de alguna de las especificaciones incluidas en los grupos A y B de del inciso 1.4.3(2).

Dependiendo del tipo de conexión puede, o no, requerirse que los tornillos se instalen apretándolos hasta que haya en ellos una tensión especificada mínima, no menor que la dada en la tabla 10.3.1. El apriete puede hacerse por alguno de los métodos siguientes: vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, una llave calibrada o un tornillo de diseño especial.

Los tornillos pueden colocarse al apriete cuando se usan en:

a) Conexiones por aplastamiento, excepto en los casos que se indican en el inciso 10.3.2.

b) Tornillos del Grupo A en tensión o tensión y cortante combinados, cuando el alojamiento o la fatiga debidos a vibraciones o fluctuaciones de la carga no son consideraciones de diseño.

### 10.3.2 Tornillos con apriete ajustado

El apriete ajustado se define como el que existe cuando todas las partes de una junta están en contacto firme; puede obtenerse con unos cuantos impactos de una llave de impacto o con el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave de tuercas ordinaria.

Para diseñar tornillos con apriete ajustado deben utilizarse las resistencias nominales para conexiones por aplastamiento de la tabla 10.3.2

Diámetro del tornillo Mm (pulg.)	Tornillos Grupo A (A325 y equivalentes) kN (kg) <sup>(1)</sup>	Tornillos Grupo B (A490 y equivalentes) kN (kg) <sup>(1)</sup>
13 (1/2)	53 (5,400)	67 (6,800)
16 (5/8)	84 (8,600)	107 (10,900)
19 (3/4)	125 (12,700)	156 (15,900)
22 (7/8)	174 (17,700)	218 (22,200)
25 (1)	227 (23,100)	284 (29,000)
28 (1 1/8)	285 (29,000)	356 (36,300)
32 (1 1/4)	360 (36,700)	454 (46,300)
35 (1 3/8)	432 (44,000)	538 (54,900)
38 (1 1/2)	525 (53,500)	658 (67,100)

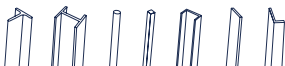
<sup>(1)</sup> Igual a 0.7 veces la resistencia mínima de ruptura en tensión de los tornillos, de acuerdo con las especificaciones ASTM para tornillos

**Tabla 10.3.1 Tensión mínima en tornillos de alta resistencia**

Deben utilizarse tornillos de alta resistencia pretensados (o soldaduras) en:

- Empalmes de columnas en todas las estructuras de 40 m de altura, o más.*
- Empalmes de columnas en estructuras de menos de 40 m de altura, si su dimensión horizontal más pequeña es menor que el 25 por ciento de la altura.*
- Todas las conexiones entre vigas y columnas, y de cualquier otra viga, de las que depende el contraventeo de las columnas, en estructuras de más de 40 m de altura.*
- Conexiones en las que no puede admitirse el deslizamiento relativo de las partes unidas, como las sujetas a fatiga o a inversiones frecuentes de cargas, o las que forman parte de estructuras muy sensibles a las deflexiones.*
- Estructuras que soportan grúas viajeras de más de 50 kN (5 t) de capacidad, uniones entre elementos que las soportan, uniones entre partes de las armaduras de techo y entre ellas y las columnas, uniones entre tramos de columnas, contraventeo de columnas y apoyos de las grúas.*
- Conexiones para soportes de máquinas móviles u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos*
- Conexiones en las que tornillos H-123 (ASTM A490) trabajan en tensión, o tensión y cortante combinados.*
- Conexiones en las que se usen agujeros sobredimensionados o alargados, excepto cuando se empleen específicamente para permitir movimientos.*
- Cualquier otra conexión indicada en los planos de diseño.*

En los casos restantes, las conexiones pueden hacerse con tornillos H-118 (ASTM A307), o de alta resistencia con apriete ajustado. Los dibujos de diseño, fabricación y montaje, deben indicar el tipo o tipos de los tornillos, y especificar si deben, o no, pretensarse





Elementos de unión	Tensión MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Cortante en conexiones por aplastamiento	
		Con cuerda incluida (Tipo N) MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Con cuerda incluida (Tipo X) MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Tornillo A307	310 (3,160) <sup>(1)</sup>	186 (1,900) <sup>(2,3)</sup>	186 (1,900) <sup>(2,3)</sup>
Tornillos del grupo A (A325 y equivalentes)	620 (6,320)	372 (3,800) <sup>(3)</sup>	469 (4,780) <sup>(3)</sup>
Tornillos del grupo B (A490 y equivalentes)	780 (7,950)	469 (4,780) <sup>(3)</sup>	579 (5,900) <sup>(3)</sup>
Partes roscadas	0.75 $F_U$ <sup>(1)</sup>	0.45 $F_U$ <sup>(1)</sup>	0.56 $F_U$ <sup>(1)</sup>

**Tabla 10.3.2 Resistencia nominal de tornillos y barras roscadas**

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos es de la ASTM

(1) Carga estática únicamente

(2) Se permite que la rosca esté en los planos de corte

(3) Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 1.0 m, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento

N Cuando la rosca está incluida en los planos de corte

X Cuando la rosca está excluida de los planos de corte

El factor de resistencia,  $F_R$ , en todos los casos es de 0.75

### 10.3.3 Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)

Las juntas que transmiten fuerza cortante entre las partes conectadas se diseñan para que la transmisión se haga por aplastamiento entre los tornillos y las partes conectadas, o por fricción entre éstas. Las primeras se denominan juntas “por aplastamiento” (bearing type joints), y las segundas “de fricción” o de “deslizamiento crítico” (slip-critical joints).

En los planos debe indicarse si los tornillos de juntas por aplastamiento han de apretarse hasta darles la tensión mínima especificada.

En conexiones de deslizamiento crítico en las que la carga se dirija hacia un borde de una parte conectada, se deberá proporcionar una resistencia de diseño al aplastamiento adecuada, de acuerdo con los requisitos aplicables del inciso 10.3.13.

Los valores de las resistencias nominales de las tablas 10.3.2 y 10.3.6 corresponden a tornillos instalados con apriete ajustado.

### 10.3.4 Tamaños de los agujeros

- En la tabla 10.3.3 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.*
- Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados.*
- Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse rondanas endurecidas.*

d) Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse rondanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia.

e) Los agujeros alargados largos pueden usarse sólo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse rondanas de placa o una solera continua, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados.

En conexiones con tornillos de alta resistencia, las rondanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren rondanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la rondana de placa o de la solera.

### 10.3.5 Agarres largos

Cuando la longitud de agarre de tornillos de acero H-118 (ASTM-A307) sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5 mm de longitud adicional.

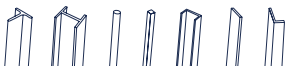
### 10.3.6 Separaciones mínimas

La distancia entre centros de agujeros para tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será, en general, menor que tres veces el diámetro nominal del conector; de ser necesario, esta distancia puede disminuirse a 2/3 veces el diámetro nominal.

Diámetro nominal del tornillo, d		Dimensiones de los agujeros							
		Estándar (diámetro)		Sobredimensionados (diámetro)		Alargados Cortos (ancho x longitud)		Alargados largos (ancho x longitud)	
mm	(pulg.)	mm	(pulg.)	mm	(pulg.)	mm	(pulg.)	mm	(pulg.)
12.7	(1/2)	14.3	(9/16)	15.9	(5/8)	14.3 x 17.5	(9/16x11/16)	14.3 x 31.85	(9/16x1 1/4)
15.9	(5/8)	17.5	(11/16)	20.6	(13/16)	17.5 x 22.2	(11/16x7/8)	17.5 x 39.7	(11/16x1 9/16)
19.1	(3/4)	20.61	(13/16)	23.8	(15/16)	20.6 x 25.4	(13/16x1)	20.6 x 47.6	(13/16x1 7/8)
22.2	(7/8)	23.8	(15/16)	27.0	(1 1/16)	23.8 x 28.6	(15/16x1/8)	23.8 x 55.6	(15/16x2 1/2)
25.4	(1)	28.6	(1 1/8)	31.8	(1 1/4)	28.6 x 33.3	(1 1/8x15/16)	28.6 x 63.5	(1 1/8x2 1/2)
≥28.6	(≥1 1/8)	d+3.1	(d+1/8)	d+7.9	(d+5/16)	(d+3.1)x(d+9.5); (d+1/8)x(d+3/8);	(d+3.1)x(2.5d)	(d+1/8)x(2.5d)	

(1) Los tamaños son nominales

Tabla 10.3.3 Dimensiones nominales de agujeros para tornillos 1



### 10.3.7 Distancia mínima al borde

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor aplicable de la tabla 10.3.4, ni que la requerida en el inciso 10.3.13.

Si el agujero es sobredimensionado o alargado, la distancia del centro al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con la primera parte de esta sección, más el incremento C1 indicado en la tabla 10.3.13. Véanse los requisitos del inciso 10.3.13 para resistencia por aplastamiento.

### 10.3.8 Separación y distancias al borde máximas

La distancia máxima del centro de un tornillo al borde más cercano de las partes en contacto será 12 veces el grueso de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm.

La separación longitudinal entre conectores colocados en elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil, o dos placas, será la siguiente:

- Para elementos, pintados o sin pintar, no sujetos a corrosión, no excederá de 24 veces el grueso de la placa más delgada, o 300 mm.
- Para miembros no pintados de acero intemperizable, sujetos a corrosión atmosférica, no será mayor que 14 veces el grueso de la placa más delgada, o 180 mm.
- Se cumplirán los requisitos indicados en los incisos 4.3.1 y 5.3.1.

Diámetro nominal del tornillo, d		Bordes cortados con cizalla		Bordes laminados de perfiles, placas o soleras o bordes cortados con soplete. <sup>(3)</sup>	
mm	(pulg.)	mm	(pulg.)	mm	(pulg.)
13	(1/2)	22	(7/8)	19	(3/4)
16	(5/8)	28	(1 1/8)	22	(7/8)
19	(3/4)	32	(1 1/4)	25	(1)
22	(7/8)	38 <sup>(4)</sup>	(1 1/2) <sup>(4)</sup>	29	(1 1/8)
25	(1)	44 <sup>(4)</sup>	(1 3/4) <sup>(4)</sup>	32	(1 1/4)
28	(1 1/8)	51	(2)	38	(1 1/2)
32	(1 1/4)	57	(2 1/4)	41	(1 5/8)
>32	> (1 1/4)	1.7 x diámetro		1.25 x diámetro	

Tabla 10.3.4 Distancia mínima del centro de un agujero estándar al borde de la parte conectada<sup>2</sup>

- Pueden utilizarse distancias menores si se satisfacen las ecuaciones pertinentes del inciso 10.3.13
- Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades  $C_1$ , dadas en la 10.3.5.
- Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25 por ciento del esfuerzo máximo permisible en el elemento.
- Pueden reducirse a 32 mm en los extremos de ángulos y placas de cortante de conexión de vigas.

Diámetro nominal al tornillo, d		Agujeros sobredimensionados		Agujeros alargados			
				Perpendiculares al borde		Largos <sup>(1)</sup>	Paralelos al borde
				Cortos			
mm	(pulg.)	mm	(pulg.)	mm	(pulg.)		
≤22	≤7/8	2	1/16	3	1/8	0.75d	0
25	1	3	1/8	3	1/8		
≤29	≥1 1/8	3	1/8	5	3/16		

**Tabla 10.3.5 Valores del incremento de la distancia al borde,  $C_1$**

1) Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 10.3.3),  $C_1$  puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

### 10.3.9 Tensión o cortante

La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas que trabajen en tensión o cortante es igual al producto del factor de resistencia,  $F_R$ , por el área nominal de la sección transversal de la parte de vástago no roscada,  $A_b$ , y por la resistencia nominal que corresponde a esta parte del vástago,  $F_n$ .

$$F_R R_n = F_R F_n A_b \quad (10.3.1)$$

El factor de resistencia es  $F_R = 0.75$ . Las resistencias nominales en tensión o cortante son las de la tabla 10.3.2.

Si la conexión está sujeta a cargas repetidas, deben evitarse las fuerzas por acción de palanca, y los tornillos han de pretensarse.

El esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión,  $F_u$ , de los tornillos de alta resistencia, se da en el inciso 1.4.3, y se repite aquí.

- Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro no mayor de 25 mm (1 pulg.);  
 $F_n = 830 \text{ MPa (8440 kg/cm}^2\text{)}$
- Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro mayor de 25 mm (1 pulg.);  
 $F_n = 725 \text{ MPa (7380 kg/cm}^2\text{)}$
- Tornillos H-123 (ASTM A490) de cualquier diámetro;  
 $F_n = 1035 \text{ MPa (10550 kg/cm}^2\text{)}$

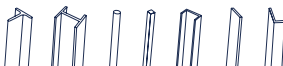
### 10.3.10 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento

La resistencia permisible de un tornillo sujeto a tensión y fuerza cortante combinadas se determina de acuerdo con los estados límite de ruptura por tensión y cortante, de la manera siguiente:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (10.3.2)$$

$F'_{nt}$  esfuerzo nominal en tensión modificado para incluir los efectos de los esfuerzos cortantes

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - F_{nt} / (0.75F_{nc}) f_{rc} \leq F_{nt} \quad (10.3.3)$$



$F_{nt}$	esfuerzo nominal en tensión de la tabla 10.3.2
$F_{nc}$	esfuerzo nominal en cortante de la tabla 10.3.2
$f_{rc}$	esfuerzo cortante requerido

El esfuerzo cortante admisible del tornillo debe ser igual o mayor que el esfuerzo requerido,  $f_{rc}$ .

### 10.3.11 Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción

#### 10.3.11.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de diseño (factorizadas)

La resistencia de diseño al deslizamiento por tornillo,  $F_r r_{str}$ , debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por tornillo, debida a cargas factorizadas.

$$r_{str} = 1.13\mu T_b N_s \quad (10.3.4)$$

$T_b$  tensión mínima por tornillos dada en la tabla 10.3.1

$N_s$  número de planos de deslizamiento

$\mu$  coeficiente de deslizamiento medio; puede determinarse por medio de ensayos, o tomar los valores siguientes:

**1)  $\mu = 0.30$ , para superficies clase A (superficies de acero sin pintar, libres de escamas de laminado, o superficies con recubrimientos de clase A sobre acero limpiado con chorro de arena o galvanizadas con superficie rugosa).**

**2)  $\mu = 0.50$ , para superficies clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas con chorro de arena, o superficies con recubrimientos de clase B sobre acero limpiado con chorro de arena).**

$F_R$  factor de resistencia, igual a:

**1)  $F_R = 1.0$ , para agujeros estándar o alargados cortos, perpendiculares a la dirección de la fuerza**

**2)  $F_R = 0.85$ , para agujeros alargados cortos paralelos a la dirección de la fuerza**

**3)  $F_R = 0.70$ , para agujeros alargados**

#### 10.3.11.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

La resistencia de diseño al cortante por tornillo,  $F_R F_v A_b$ , bajo cargas de servicio, debe ser igual o mayor que la fuerza cortante que producen esas cargas en cada tornillo.

**$F_R$**  se toma igual a 1.0 para agujeros estándar, sobre-dimensionados, alargados cortos y alargados largos cuando son perpendiculares o paralelos a la línea de acción de la fuerza.

$F_v$  es la resistencia nominal al cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico (Tabla 10.3.6).

Cuando la combinación de cargas incluye viento o sismo, además de las cargas muertas y vivas, la fuerza cortante en el tornillo, producida por las acciones de servicio combinadas, puede multiplicarse por 0.9.

### 10.3.12 Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción

#### 10.3.12.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas factorizadas

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión  $T_u$  que reduce la fuerza de apriete, la resistencia  $FR_{res}$  calculada de acuerdo con el inciso 10.3.11.1, debe multiplicarse por el factor  $1 - T_u / (1.13 T_b N_b)$ , donde  $T_b$  es la pretensión mínima en el tornillo (tabla 10.3.1), y  $N_b$  el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión factorizada  $T_u$ .

Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos	Agujeros alargados largos	
			Perpendiculares a la línea de acción de la fuerza	Paralelos a la línea de acción de la fuerza
H-124 (A325)	117 (1200)	1037 (1050)	83 (840)	69 (700)
H-123 (A490)	145 (1480)	124 (1270)	103 (1050)	90 (915)

(1) Los valores de la tabla están basados en superficies clase A con coeficiente de deslizamiento  $\mu=0.30$

(2) Para cada plano de corte

**Tabla 10.3.6 Resistencia nominal al cortante,  $F_v$ , en MPa (kg/cm<sup>2</sup>), de tornillos en conexiones en las que el deslizamiento es crítico 1, 2.**

#### 10.3.12.2 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión  $T$  que reduce la fuerza de apriete, la resistencia al deslizamiento por tornillo,  $F_R F_v A_b$ , calculada según el inciso 10.3.11.2, debe multiplicarse por el factor  $1 - T / (0.80 T_b N_b)$ , donde  $T_b$  se ha definido arriba, y  $N_b$  es el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión de servicio  $T$ .

#### 10.3.13 Resistencia al aplastamiento en los agujeros para tornillos

La resistencia al aplastamiento en agujeros para tornillos es  $F_R R_n$  donde  $F_{Rvalc} 0.75$  y  $R_n$  es la resistencia nominal al aplastamiento del material conectado, que se calcula como se indica en el inciso 10.6.1.

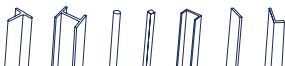
La resistencia al aplastamiento debe revisarse en los dos tipos de conexiones con tornillos de alta resistencia, por aplastamiento y de deslizamiento crítico.

Los agujeros sobredimensionados y alargados, cortos o largos, paralelos a la línea de fuerza, sólo pueden utilizarse en conexiones por fricción, de acuerdo con el inciso 10.3.4.

*a) Para un tornillo en una conexión con agujeros estándar, sobredimensionados o alargados cortos, independientemente de la dirección de la carga, o con agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la fuerza de aplastamiento:*

*Si la deformación alrededor de los agujeros, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño,*

$$R_n = 1.2L_c tF_u \leq 2.4 dtF_u \quad (10.3.5)$$



*Si no lo es*

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0 dt F_u \quad (10.3.6)$$

*b) Para un tornillo en una conexión con agujeros alargados largos perpendiculares a la línea de fuerza,*

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0 dt F_u \quad (10.3.7)$$

La resistencia total al aplastamiento de una conexión es igual a la suma de las resistencias al aplastamiento de los tornillos individuales que hay en ella.

$L_c$	distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente o del material $d$ diámetro nominal del tornillo
$F_u$	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material conectado $t$ grueso de la parte conectada crítica
$R_n$	resistencia nominal al aplastamiento del material conectado

## 10.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros

Esta sección se aplica al diseño de elementos de conexión, como placas de nudo en armaduras, ángulos, ménsulas y la zona común a los dos miembros en conexiones viga-columna.

### 10.4.1 Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión

La resistencia de diseño  $F_R R_n$ , de elementos de conexión cargados estáticamente en tensión, soldados o atornillados, es el valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite de flujo plástico o ruptura en tensión, o de ruptura en bloque de cortante.

a) Cuando el elemento fluye en tensión ( $F_R = 0.90$ )

$$R_n = F_y A_t \quad (10.4.1)$$

b) Cuando el elemento se fractura en tensión ( $F_R = 0.75$ )

$$R_n = F_u A_{nt} \quad (10.4.2)$$

$A_{nt}$  es el área neta efectiva en tensión, que no debe tomarse mayor que  $0.85A_t$ , en conexiones atornilladas.

### 10.4.2 Resistencia de diseño de elementos de conexión en cortante

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en los elementos afectados de los miembros conectados, es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia o ruptura en cortante.

Cuando el elemento fluye en cortante ( $F_R = 0.90$ )

$$R_n = 0.60 A_t F_y \quad (10.4.3)$$

Cuando el elemento se fractura por cortante ( $F_R = 0.75$ )

$$R_n = 0.60 F_u A_{nc} \quad (10.4.4)$$

$A_t$  es el área total

$A_{nc}$  es el área neta de corte a lo largo de la trayectoria de falla.

### 10.4.3 Resistencia de diseño de ruptura en bloque por cortante y tensión

En el estado límite de ruptura en bloque por cortante y tensión la resistencia es igual a la suma de las resistencias de ruptura en una o más trayectorias de cortante y la ruptura en tensión en un segmento perpendicular a ellas. Debe revisarse en los extremos de vigas en los que se haya cortado un patín para conectarlas, y en situaciones similares, como conexiones de miembros en tensión y placas de nudo.

Cuando se emplea la resistencia de ruptura en la sección neta para determinar la resistencia de un segmento, en el perpendicular a él se utiliza el esfuerzo de fluencia en la sección total.

La resistencia de ruptura por cortante y tensión del bloque a lo largo de una o varias trayectorias de falla por cortante y una de falla por tensión se toma igual a  $F_R R_n$ , donde  $F_R = 0.75$  y.

$$R_n = 0.60F_u A_{nc} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{tc} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (10.4.5)$$

$A_{tc}$  área total en cortante

$A_{nt}$  área neta en tensión

$A_{nc}$  área neta en cortante

$U_{bs} = 1$  cuando el esfuerzo de tensión es uniforme

$= 0.5$  cuando no es uniforme

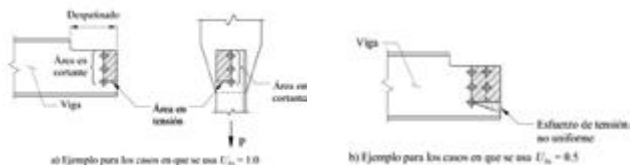


Figura 10.4.1 Superficies de falla de ruptura en bloque por cortante y tensión

### 10.4.4 Otros elementos de conexión

Se determina su resistencia de diseño,  $F_R R_n$ , correspondiente al estado límite aplicable, que debe ser igual o mayor que la resistencia requerida.  $R_n$  es la resistencia nominal apropiada a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para flujo plástico por cortante,

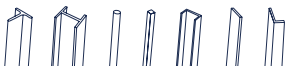
$$R_n = 0.60A_t F_y \quad (10.4.6)$$

$F_R$  es igual a 0.9

## 10.5 Placas de relleno

### 10.5.1 Juntas atornilladas

Cuando un tornillo pasa a través de placas de relleno de espesor no mayor de 6 mm, no se reduce su resistencia de diseño en cortante. Si el grueso de las placas de relleno es mayor de 6 mm, debe satisfacerse alguno de los requisitos siguientes:





a) Si el grueso de los rellenos no excede de 19 mm, se reduce la resistencia de diseño de los tornillos multiplicándola por el factor  $1 - 0.0154(t - 6)$ , donde  $t$  es el grueso total de los rellenos, en mm.

b) Los rellenos deben prolongarse más allá de la junta y la prolongación se asegura con tornillos suficientes para distribuir uniformemente, en la sección transversal combinada del elemento conectado y los rellenos, la fuerza total en el elemento conectado.

c) Se aumenta el tamaño de la junta, para colocar un número de tornillos equivalente al número total requerido en el inciso 10.5.1b. d) La junta se diseña como de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia

## 10.6.1 Empalmes

### 10.6.1.1 Resistencia de diseño por aplastamiento

La resistencia de diseño de superficies que transmiten fuerzas por aplastamiento de una a otra es  $F_R R_n$ , donde  $F_{Rn}$  0.75 y  $R_n$  se define para varios casos.

### 10.6.1.2 Superficies cepilladas o con un acabado semejante

Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de atiesadores de apoyo:

$$R_n = 1.8 F_y A_a \quad (10.6.1)$$

### 10.6.1.3 Rodillos o mecedoras en apoyos libres

Si  $d \leq 600$  mm

$$R_n = 1.2(F_y - 88) ld / 20 \text{ en MPa y mm}$$

$$(R_n = 1.2(F_y - 900) ld / 20 \text{ en kg/cm}^2 \text{ y cm}) \quad (10.6.2)$$

$F_y$	menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto
$A_a$	área de aplastamiento
$d$	diámetro del rodillo o la mecedora
$l$	longitud de aplastamiento

*Nota: Este tipo de apoyo casi no se utiliza en nuestro medio.*

## 10.7 Barras de anclaje e insertos

Las anclas se diseñarán para transmitir las fuerzas cortantes que aparezcan en las bases de las columnas, a menos que se utilicen otros mecanismos de transmisión; también deberán transmitir a la estructura de soporte todas las fuerzas de tensión, incluyendo las que resulten de momentos debidos al empotramiento completo o parcial de las columnas.

## 10.8 Almas y patines con cargas concentradas

### 10.8.1 Bases para el diseño

Las almas de los miembros de sección transversal H o I sobre los que actúan cargas concentradas aplicadas en un solo patín que producen compresiones en el alma, deben satisfacer los requisitos de los incisos 10.8.3, 10.8.4 y 10.8.5, que corresponden, respectivamente, a resistencia a la iniciación del flujo plástico, al aplastamiento y a pandeo con desplazamiento lateral.

### 10.8.2 Flexión local de los patines

Esta sección se refiere a la flexión local de los patines producida por una carga lineal, normal al eje del alma, que trata de deformarlos flexionándolos hacia afuera. Un ejemplo de este tipo de carga es la producida, en el patín de una columna, por el patín en tensión de una viga conectada rigidamente a ella (figura 10.8.1)

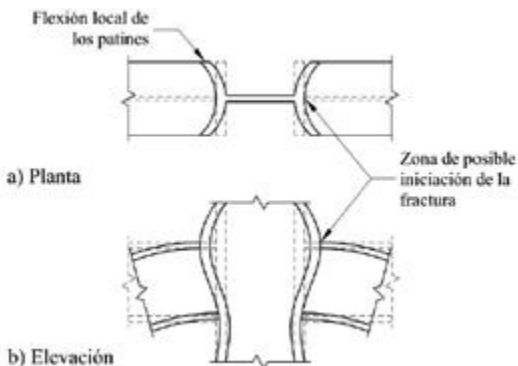


Figura 10.8.1 Deformación de una columna sin atiesadores

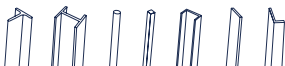
La resistencia de diseño en flexión de un patín sometido a una carga lineal de tensión del tipo de la indicada en el párrafo anterior, es  $F_R R_N$ , donde  $F_R$  se tomará igual a 0.90 y  $R_N$  está dada por:

$$R_N = 6.25 t_p^2 F_y \quad (10.8.1)$$

$t_p$  grueso del patín en el que está aplicada la carga.

Si la fuerza exterior de diseño no es mayor que  $F_R R_N$  donde  $R_N$  está dado por la ecuación anterior, los patines no requieren ningún refuerzo. En caso contrario, se utiliza un par de atiesadores, colocados en los dos lados del alma y ligados a ella y a los patines, que coincidan con el elemento que aplica la fuerza exterior. La longitud de los atiesadores debe ser, como mínimo, la mitad del peralte del alma.

Los atiesadores se sueldan al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponde, y al alma para transmitirle esta fuerza. Si la fuerza exterior está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que  $10 t_p R_N$  se reduce en 50 por ciento.



Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de  $0.15b$ , donde  $b$  es el ancho del patín (figura 10.8.2), no es necesario revisar la ecuación 10.8.1.

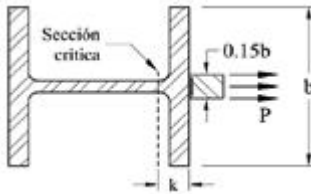


Figura 10.8.2 Longitud máxima de la carga normal al alma para la que no se requiere revisar la flexión local de los patines

### 10.8.3 Flujo plástico local del alma

Esta sección se refiere al flujo plástico local del alma frente a fuerzas concentradas.

La región crítica del alma es la que corresponde, en secciones laminadas, a la iniciación de las curvas de unión con los patines, y en secciones soldadas, a los bordes de las soldaduras de unión entre alma y patines.

La resistencia de diseño en la región crítica del alma de miembros de sección transversal H o I en los que actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma es  $F_y R_N$ , donde  $F_y$  se toma igual a 1.0 y  $R_N$  se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza que debe resistirse es una carga concentrada que produce tensión o compresión en el alma del elemento que la recibe, aplicada en un punto o a lo largo de una recta normal al alma de ese elemento, situada a una distancia del extremo del elemento no menor que su peralte,

$$R_N = (5k + N) F_y t_a \quad (10.8.2)$$

$F_y$	esfuerzo de fluencia especificado del acero del alma
$N$	longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica la fuerza lineal
$k$	distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma definida arriba
$t_a$	grueso del alma

- b) Cuando la fuerza que debe ser resistida cumple las condiciones del inciso 10.8.3.a, pero está aplicada en el extremo del elemento que la recibe, o a una distancia del extremo menor que su peralte,

$$R_N = (2.5k + N) F_y t_a \quad (10.8.3)$$

Las ecuaciones 10.8.2 y 10.8.3 se aplican, entre otros casos, a los apoyos de vigas o trabes, siendo la fuerza exterior la reacción en el apoyo (figura 10.8.3), a conexiones rígidas entre vigas y columnas, en las que la fuerza exterior es la aplicada en la columna por el patín, en tensión o compresión, de la viga (figura 10.8.4); y a las zonas de vigas en que haya cargas concentradas producidas por otras vigas o columnas que se apoyan en ellas

Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de  $0.15b$ , donde  $b$  es el ancho del patín (figura 10.8.2), no es necesario revisar la ecuación 10.8.1.

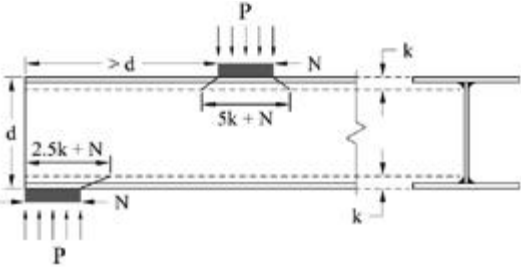


Figura 10.8.4 Longitud del tramo crítico; estado límite de flujo plástico local del alma de la viga.

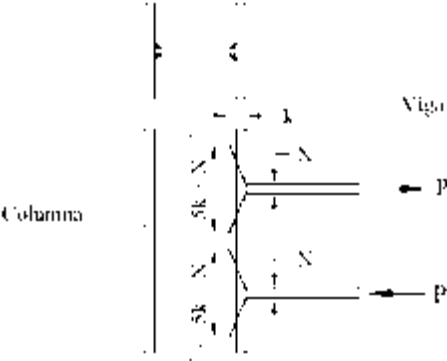
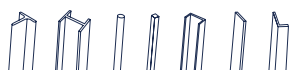


Figura 10.8.4 Longitud crítica; estado límite de flujo plástico local del alma de la columna



### 10.8.4 Abollamiento (cripling) local de almas

La compresión producida en el alma por una carga concentrada aplicada a través de un patín, no debe ser mayor que  $F_R R_N$ , donde  $F_R$  se tomará igual a 0.75, y  $R_N$  se determina como sigue:

a) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro mayor o igual que  $d/2$ ,

$$R_N = 0.80t_a^2 \left[ 1 + 3 \frac{N}{d} \left( \frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_p}{t_a}} \quad (10.8.5)$$

b) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que  $d/2$ ,

Si  $N/d \leq 0.2$

$$R_N = 0.40t_a^2 \left[ 1 + 3 \frac{N}{d} \left( \frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_p}{t_a}} \quad (10.8.5)$$

Si  $N/d > 0.2$

$$R_N = 0.40t_a^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left( \frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_p}{t_a}} \quad (10.8.6)$$

$d$  peralte total del miembro

$t_p$  grueso de sus patines

$t_a$  y  $N$  definidos arriba

### 10.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Cuando el desplazamiento lateral relativo entre el patín cargado, en compresión, y el patín en tensión, no está restringido en el punto de aplicación de una carga concentrada, la resistencia del alma es  $F_R R_N$ , donde  $F_R$  se toma igual a 0.85 y la resistencia nominal  $R_N$  se determina como sigue:

a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, está restringida:

Si  $(d/t_a) / L / b \leq 2.3$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3 t_p}{d^2} \left[ 1 + 0.40 \left( \frac{d/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (10.8.7)$$

Si  $(d/t_a) / L / b \geq 2.3$ , no es necesario revisar este estado límite.

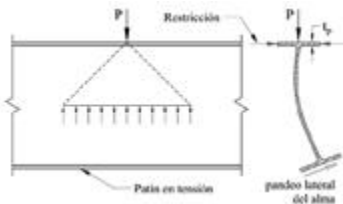


Figura 10.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Si se requiere una resistencia del alma mayor que la admisible, el patín inferior debe soportarse lateralmente, en forma local, o deben colocarse, frente a la fuerza concentrada de compresión, un par de atiesadores o una placa adosada al alma, que ocupen, cuando menos, la mitad del peralte del alma (figura 10.8.6).

Las placas adosadas al alma se dimensionan para resistir la fuerza aplicada total.

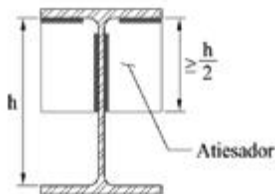


Figura 10.8.6 Incremento de la resistencia del alma mediante un par de atiesadores

a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, no está restringida:

Si  $(d/t_a)/(L/b) \leq 1.7$

$$R_N = C_r t_a^3 t_p / d_2 [0.40 ((d/t_a) / (L/b))^3] \quad (10.8.8)$$

Si  $(d/t_a)/(L/b) \geq 2.3$ , no es necesario revisar este estado límite

$L$  longitud máxima no contraventeada lateralmente en la zona donde está aplicada la carga, medida a lo largo de cualquiera de los patines

$b$  y  $t_p$  ancho y grueso del patín

$t_a$  grueso del alma

$d$  peralte del alma entre las regiones críticas definidas en el inciso 10.8.3

Si  $M_u < M_y$  en el punto de aplicación de la carga:

$$C_r = 6.75 \times 106 \text{ MPa } (67\,500\,000 \text{ kg/cm}^2)$$

Si  $M_u < M_y$  en el punto de aplicación de la carga:

$$C_r = 3.38 \times 106 \text{ MPa } (33\,750\,000 \text{ kg/cm}^2)$$

Si se requiere una resistencia del alma mayor que la admisible, los dos patines se soportarán lateralmente en la sección en la que está aplicada la carga concentrada.

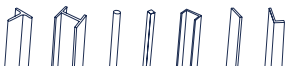
## 10.8.6 Pandeo en compresión del alma

La resistencia de diseño en compresión de porciones no atiesadas del alma de miembros en los que actúan cargas concentradas aplicadas en los dos patines es  $F_R R_N$ , donde  $F_R$  se tomará igual a 0.90 y

$$R_N = 24 t_a^3 \sqrt{EF_y} / d \quad (10.8.9)$$

Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión está aplicado a una distancia del extremo del miembro menor que  $d/2$ ,  $R_N$  se reduce en 50 por ciento.

El valor de  $R_N$  puede incrementarse por medio de un atiesador o un par de atiesadores, ligados al alma, o de una placa adosada a ella, de peralte completo.



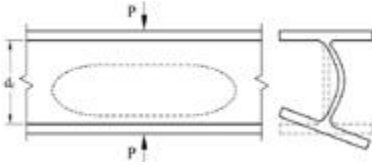


Figura 10.8.7 Falla del alma por pandeo

### 10.8.7 Resistencia en cortante del alma en conexiones rígidas

La resistencia de diseño en cortante del alma comprendida entre las fronteras de las conexiones rígidas de miembros cuyas almas se encuentran en un mismo plano es  $F_R R_V$ , donde  $F_R$  se toma igual a 0.90 y  $R_V$  se determina como sigue:

a) Cuando no se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma.

$$\text{Si } P_u \leq 0.4 P_y$$

$$R_V = 0.60 F_y d t_a \quad (10.8.10)$$

$$\text{Si } P_u > 0.4 P_y$$

$$R_V = 0.60 F_y d t_a (1.4 - P_u / P_y) \quad (10.8.11)$$

b) Cuando se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma.

$$\text{Si } P_u \leq 0.75 P_y$$

$$R_V = 0.60 F_y d t_a (1.0 + (3b_p t_p^2) / (d_v d t_a)) \quad (10.8.12)$$

$$\text{Si } P_u > 0.75 P_y$$

$$R_V = 0.60 F_y d t_a (1.0 + (3b_p t_p^2) / (d_v d t_a)) (1.9 - (1.2 - P_u) / P_y) \quad (10.8.13)$$

$t_a, t_p, y b_p$  grueso del alma y grueso y ancho del patín de la sección, respectivamente

$d$  peralte total de la sección que se está revisando (generalmente una columna)

$P_u$  fuerza de compresión de diseño en la sección

$P_y$  fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material

$d_v$  peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga)



Figura 10.8.8 Deformación por cortante del alma de una columna

## 10.8.8 Atiesadores

Se colocarán atiesadores en pares, en los dos lados del alma, en todos los extremos libremente apoyados de vigas y trabes, y en los apoyos intermedios de vigas continuas; estos atiesadores ocuparán el peralte completo del alma, y se diseñarán como se indica en el inciso 6.13.6.

Además, se cumplirán los requisitos siguientes (algunos de ellos se han mencionado con anterioridad):

- a) *Los atiesadores que trabajan en compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de la sección 3.2.*
- b) *La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de la cual se aplica esa carga.*
- c) *El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín o de la placa a través de la que se aplica la carga concentrada, ni menor que el ancho entre 16.*
- d) *Cuando la carga concentrada actúa en un solo patín del elemento que la recibe, basta con que los atiesadores lleguen a la mitad del peralte del alma.*
- e) *La soldadura que une los atiesadores con el alma del elemento sobre el que actúan cargas concentradas debe dimensionarse para que transmita la fuerza en los atiesadores ocasionada por los momentos diferentes que obran en los lados opuestos del elemento atiesado.*
- f) *Cuando la carga normal al patín es tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado; cuando la carga es compresión, pueden soldarse o ajustarse al patín cargado; en el segundo caso la carga se transmite por contacto directo entre el patín y los atiesadores.*

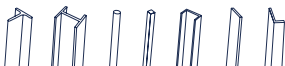
Las soldaduras entre las placas de continuidad y el alma de la columna tendrán una resistencia de diseño al corte no menor que la más pequeña de las cantidades siguientes:

- a) *La suma de las resistencias de diseño de las uniones entre las placas de continuidad y los patines de la columna.*
- b) *La resistencia de diseño al corte del área de contacto de la placa con el alma de la columna.*
- c) *La resistencia de diseño al cortante del alma de la columna en la junta.*
- d) *La fuerza que transmite el atiesador.*

## 10.8.9 Placas adosadas al alma

Cuando se empleen placas adosadas al alma, deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- a) *El grueso y tamaño de la placa, o placas, serán los necesarios para proporcionar el material requerido para igualar, o exceder, la demanda de resistencia.*
- b) *Las soldaduras de las placas transmitirán la parte de la fuerza total que les corresponda.*





## 10.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas

### 10.9.1 Definiciones

Se da el nombre de conexión al conjunto de elementos que unen cada miembro a la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, tornillos.

Junta es la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando los haya, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

### 10.9.2 Propiedades del material

La resistencia requerida de una junta o conexión se determina utilizando el esfuerzo de fluencia esperado,  $F_{ye}$ , del miembro conectado:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (10.9.1)$$

donde  $R_y$  es un factor que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada, sus valores se indican en la tabla 12.1.1.

Para los demás elementos de la conexión, como atiesadores o placas de refuerzo, se utiliza el valor mínimo especificado del esfuerzo de fluencia,  $F_y$ .

#### 10.9.2.1 Juntas atornilladas

Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados; sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos, con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

#### 10.9.2.2 Juntas soldadas

*a) Si la conexión no se diseña para resistir acciones sísmicas  
No requiere requisitos especiales, ni tampoco es necesario retirar las placas de respaldo para efectuar las soldaduras a tope de los patines.*

*b) Si resisten acciones sísmicas  
La placa de respaldo del patín inferior se removerá siempre; además, se limpiará la raíz de la soldadura, hasta descubrir un metal sano, se volverá a soldar, y se reforzará con una soldadura de filete. La soldadura de filete de refuerzo, tendrá un tamaño que cumpla con lo siguiente:*

*1) La dimensión de la pierna adyacente al patín de la columna será de 8 mm.*

*2) La dimensión de la pierna adyacente al patín de la viga tendrá un tamaño tal que el pie esté localizado en el metal base del patín de la viga.*

Excepción. Si el metal base y la raíz de la soldadura son pulidos hasta tener una superficie lisa, la dimensión del filete, adyacente al patín de la viga, no necesita extenderse al metal base.

### 10.9.3 Configuraciones de la conexión

En cualquier caso, sea que en la condición de diseño intervenga o no el sismo, la unión entre viga y columna puede hacerse por medio de placas horizontales colocadas encima del patín superior de la viga, y debajo del inferior, tomando todas las medidas y cuidados mencionados arriba.

### 10.9.4 Condiciones de carga de diseño

Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo.

### 10.9.5 Acciones de diseño

#### 10.9.5.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo

Cuando en el diseño no interviene el sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

a) *La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.*

b) *El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual a  $0.85F_{yc} d_c$  y  $t_c$ , donde  $F_{yc}$  es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y  $d_c$  y  $t_c$  son su peralte total y el grueso del alma.*

c) *La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante.*

#### 10.9.5.2 Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo

Cuando la conexión pertenece a un sistema de marco sismo resistente, su resistencia se obtendrá como se indica en la sección 12.2 para marcos rígidos de acero.

### 10.9.6 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo o cuando la conexión requiera reforzar los patines de la columna, deben colocarse placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) que satisfagan los requisitos que se mencionan en el inciso 10.8.8.

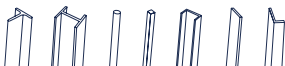
### 10.9.7 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines de la viga u otras placas horizontales

Deben cumplirse las condiciones siguientes:

a) *Frente al patín en tensión de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en los incisos 10.8.2 y 10.8.3.*

b) *Frente al patín comprimido de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en los incisos 10.8.3 y 10.8.6.*

Ha de tenerse en cuenta que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a viento o sismo, pueden cambiar de sentido.



Las acciones de diseño con las que se comparan las resistencias determinadas de acuerdo con los incisos 10.8.2, 10.8.3 y 10.8.6 son las indicadas en el inciso 10.9.5.

### 10.9.8 Revisión del alma de la columna

Las almas de las vigas conectadas a los patines de las columnas de sección H deben estar en el mismo plano que el alma de la columna.

*a) La resistencia al cortante del alma de la columna en la junta, calculada como se indica a continuación, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales producidas por las acciones de diseño indicadas en el inciso 10.9.5, sin exceder de  $0.8 \sum R_y M_p$  de las vigas que conectan con los patines de la columna.*

*La resistencia nominal  $R_v$  del alma de la columna se determina con la que sea aplicable de las ecuaciones 10.8.12 y 10.8.13 del inciso 10.8.7, y la resistencia de diseño es  $F_R R_v$ , donde  $F_R$  se toma igual a 0.75.*

*En el grueso del alma se incluyen las placas adosadas a ella, cuando las haya.*

*b) La suma del peralte más el ancho de la zona del alma de la columna comprendida en la junta, dividida entre su grueso, no debe exceder de 90. En este cálculo, el grueso sólo incluye las placas adosadas al alma de la columna cuando están ligadas a ella con soldaduras de tapón, que impiden el pandeo de las placas aisladas.*

*c) Las placas de refuerzo del alma de la columna se unen a los patines de ésta con soldaduras de penetración completa, o con soldaduras de filete que desarrollen la resistencia de la placa al cortante. Cuando están adosadas al alma, debe colocarse soldadura suficiente, en sus bordes superior e inferior, para transmitir al alma la fuerza total en las placas. Si están separadas del alma de la columna, deben ser dos, simétricas respecto al alma, unidas a las placas de continuidad con soldadura suficiente para transmitirles la fuerza total que hay en ellas.*

### 10.9.9 Patines de las vigas

Cuando se considere la formación de articulaciones plásticas, los patines cumplirán los requisitos indicados en la sección 12.2 para marcos rígidos de acero.

### 10.9.10 Vigas conectadas al alma de la columna

Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, por lo que, de preferencia, estarán al mismo nivel que los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna.

Si la columna recibe una sola viga por el alma, el otro lado de ésta se rigidizará adecuadamente mayores que lo necesario (figura 10.1.2).

No se permite el uso de soldaduras de penetración parcial ni de filete en la unión de patines o placas horizontales con la columna.

## 11. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

### 11.1 Disposiciones generales

Se revisan utilizando las cargas de servicio que corresponden a cada uno de ellos.

Los tres tipos generales de comportamiento de estructuras de acero que indican que se ha alcanzado algún estado límite de servicio son:

- 1) *Deformaciones excesivas, que pueden afectar la apariencia, función o drenaje del edificio, o transferir cargas a elementos no estructurales, que pueden resultar dañados.*
- 2) *Vibraciones excesivas, ocasionadas por las actividades de los ocupantes, que producen molestias en ellos, o un funcionamiento inadecuado de equipos.*
- 3) *Daños locales excesivos (flujo plástico, pandeo local, grietas).*

### 11.2 Contraflechas

Es frecuente que se proporcione una contraflecha a los elementos estructurales de los sistemas de piso, para obtener una superficie horizontal bajo cargas de servicio, por razones estéticas y para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción como canceles, muros interiores, parapetos o recubrimientos de fachada.

### 11.3 Expansiones y contracciones

Los cambios de dimensiones producidos por variaciones de temperatura, y otros efectos, no deben perjudicar el comportamiento de las estructuras, en condiciones de servicio.

### 11.4 Deflexiones

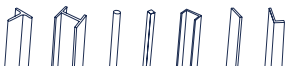
Las deflexiones verticales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas nominales, no deben exceder los valores máximos permisibles indicados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

### 11.5 Vibraciones

El uso creciente de materiales de alta resistencia con sistemas estructurales eficientes y plantas arquitectónicas abiertas, lleva a claros mayores y sistemas de piso más flexibles y con menor amortiguamiento. Esto hace que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas, u otras actividades de éstas, puedan resultar inaceptables, por lo que en el diseño deben tomarse las medidas necesarias para reducirlas a límites tolerables.

Las vibraciones dependen, principalmente, de las acciones que las producen y de las características dinámicas del sistema de piso, como son:

- a) *Frecuencia natural (Hertz, Hz; ciclos por segundo)*
- b) *Amortiguamiento, expresado como un porcentaje del crítico*
- c) *Masa y rigidez*



*Nota: En general, las vibraciones continuas son más molestas que las transitorias. Las primeras, que duran varios minutos, son molestas para la mayoría de las personas que realizan un trabajo en el que se mueven poco, cuando las aceleraciones son del orden de 0.005g a 0.01g, mientras que las personas que desarrollan actividades físicas o son espectadoras en algún evento, toleran valores entre 0.02g y 0.05g. Los umbrales son considerablemente mayores para vibraciones transitorias, de pocos segundos; para un piso terminado, con amortiguamiento de 5 por ciento, pueden tolerarse aceleraciones pico de 0.05g a 0.1g.*

Muchas actividades humanas comunes aplican a los pisos fuerzas dinámicas con frecuencia (o armónicos) comprendidos entre 2 y 6 Hz. Si la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso está dentro de esos límites y la actividad es rítmica, puede haber amplificaciones por resonancia; para evitarlas, la frecuencia natural del sistema debe ser del orden de dos veces la de la excitación o sus armónicos, a menos que se coloquen aisladores.

Varios estudios han demostrado que una manera sencilla de minimizar las vibraciones molestas producidas por personas que caminan o efectúan otras actividades comunes es controlar la rigidez del sistema de piso, medida por la deflexión máxima, con independencia del claro. La justificación de este procedimiento se obtiene considerando las características dinámicas del sistema de piso modelado como una viga libremente apoyada con carga uniforme. Su frecuencia fundamental de vibración,  $f_o$ , es:

$$f_o = (\pi / 2 l^2) (EI / \rho)^{0.5} \quad (11.5.1)$$

- $E I$  es la rigidez en flexión del piso  
 $l$  longitud del claro  
 $\rho = w/g$  (masa por unidad de longitud)  
 $g$  la aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)  
 $w$  la suma de cargas gravitacionales por unidad de longitud

La deflexión máxima producida por  $w$  es:

$$\Delta = (5/384) (wl^4 / EI) \quad (11.5.2)$$

Sustituyendo  $E I$  de esta ecuación en la ecuación 11.5.1 se obtiene:

$$f_o = 0.18 \sqrt{\delta} \quad (\delta \text{ en } s^{-2})$$

$$\delta = g / \Delta \quad (11.5.3)$$

$f_o$  se compara con las frecuencias naturales mínimas necesarias para mitigar los efectos producidos por personas que caminan o que desempeñan otras actividades; por ejemplo, la ecuación 11.5.3 indica que la deflexión estática producida por la carga  $w$  debe limitarse a unos 5 mm, para cualquier claro, si se desea que la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso sea mayor que unos 8 Hz.

## 11.6 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones producidos por fuerzas sísmicas o de viento no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el funcionamiento correcto de la construcción. Para ello, deben cumplirse los requisitos estipulados en el Artículo 149 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México y el Capítulo 1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

## 11.7 Fuego y explosiones

Las estructuras de acero deben protegerse contra el fuego para evitar expansiones térmicas excesivas y pérdidas de resistencia y rigidez ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependen de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible (ver Capítulo IV, Sección segunda, Previsión contra incendio, Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México).

## 11.8 Durabilidad

Los edificios y otras estructuras se deterioran a lo largo del tiempo. El deterioro puede ser visible en una inspección (por ejemplo, intemperismo y corrosión), o consistir en cambios indetectables en el material. Deben especificarse los daños tolerables, o un sistema adecuado de protección y mantenimiento para minimizar la posibilidad de que se presenten esos problemas o corregirlos oportunamente.

## 12. ESTRUCTURAS DÚCTILES

Este capítulo se aplica, principalmente, a estructuras que se diseñaron de manera que puedan disipar parte de la energía que reciben durante un temblor por deformaciones inelásticas locales, en zonas escogidas.

### 12.1 Requisitos generales

En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros o contraventeos, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá resistir no menos del 25 % de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado.

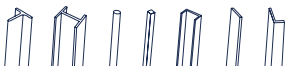
Este porcentaje es aplicable también a los marcos con contraventeos excéntricos.

#### 12.1.1 Materiales

La gráfica esfuerzo de tensión deformación del acero empleado deberá tener una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente al esfuerzo de ruptura no será menor de 20 %.

La resistencia requerida de un elemento o de su conexión se determinará con el esfuerzo de fluencia esperado,  $F_y = R_y F_y$ , donde  $R_y$  es el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado,  $F_y$ .

La tabla 12.1.1 presenta los valores de  $R_y$  para determinar el esfuerzo de fluencia esperado  $F_y$ , y  $R_u$  para determinar el esfuerzo último esperado ( $F_u = R_u F_u$ ).



Tipo de acero	$R_y$	$R_u$
<b>Perfiles laminados y barras</b>		
NMX-B-254 (ASTM A36)	1.5	1.2
(ASTM A1043 Gr. 36)	1.3	1.1
NMX-B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A913 Gr. 50, 60, 65) (ASTM A588) (ASTM A992)	1.1	1.1
(ASTM A1043 Gr. 50)	1.2	1.1
NMX B-099 Gr. 345 (ASTM A529 Gr. 50)	1.2	1.2
NMX B-099 Gr. 380 (ASTM A529 Gr. 55)	1.1	1.2
<b>Perfiles huecos (HSS)</b>		
NMX B-199 (ASTM A500 Gr. B, C) NMX B-200 (ASTM A501) (ASTM 1085)	1.5	1.2
<b>Tubos</b>		
NMX B-177 (ASTM A53)	1.6	1.2
<b>Placas</b>		
NMX B-254 (ASTM A36)	1.3	1.2
(ASTM A1043 Gr. 36)	1.3	1.1
NMX B-248 Gr. 380 (ASTM A1011 Gr. 55)	1.1	1.1
NMX B-244 Gr. 290 (ASTM A572 Gr. 42)	1.3	1.0
NMX B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A588)	1.1	1.2
(ASTM 1043 Gr. 50)	1.2	1.1
<b>Acero de refuerzo</b>		
NMX B-506, C-407 (ASTM A615) NMX B-457 (ASTM A706)	1.25	1.25

Tabla 12.1.1 Valores de  $R_y$  y  $R_u$  para determinar el esfuerzo de fluencia esperado  $F_{ye}$  y el esfuerzo último esperado  $F_{ue}$

## 12.1.2 Miembros en flexión

Se considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta sollicitación y la fuerza axial no excede de  $0.1P_y$ , donde

$$P_y = A F_y$$

### 12.1.2.1 Requisitos geométricos

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal en marcos de ductilidad media, ni que siete veces en marcos de ductilidad alta; el ancho de sus patines no excederá el del patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga. Sin embargo, esa excentricidad puede aumentarse hasta un cuarto de la dimensión transversal si en el diseño se tienen en cuenta las acciones internas adicionales.

Las secciones transversales deben tener dos ejes centroidales de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil deben conservarse los dos ejes de simetría.

Cuando las vigas están formadas por placas soldadas, almas y patines deben unirse entre sí con soldaduras, de filete o penetración, continuas en toda la longitud de la viga; en las zonas de formación de articulaciones plásticas las soldaduras serán de penetración completa, reforzadas con un filete de tamaño no menor que 10 mm o el grueso del alma de la viga.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque el ancho de sus patines o su peralte varíen a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

Se considera que las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas tienen una longitud igual a un peralte, medido a partir del extremo, y en zonas intermedias, de dos peraltes, medidos a uno y otro lado de la sección teórica en la que aparecerá la articulación.

### 12.1.2.2 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionan de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a sus momentos plásticos resistentes (Figura 12.1.1)

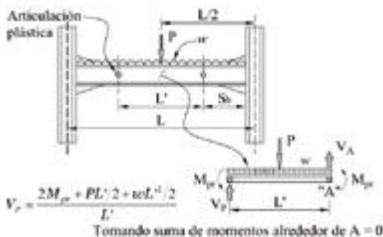
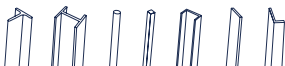


Figura 12.1.1 Equilibrio de la viga





El valor máximo probable del momento en la articulación plástica es:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (12.1.1)$$

$M_{pr}$  momento máximo probable en la articulación plástica

$R_y$  cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado,  $F_y$ ; se toma de la tabla 12.1.1

$Z$  módulo de sección plástico en la sección en que se forma la articulación plástica

$C_{pr}$  coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores:

$$C_{pr} = (F_y + F_u) / (2F_y) \leq 1.2 \quad (12.1.2)$$

$F_u$  esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

### 12.1.2.3 Contraventeo lateral

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. La distancia,  $L_u$ , entre cada sección soportada lateralmente y la siguiente no será mayor que:

#### 12.1.3.1 Miembros de ductilidad alta

$$L_u = 0.086 r_y (E/F_y) \quad (12.1.3)$$

#### 12.1.3.2 Miembros de ductilidad media o baja

$$L_u = 0.17 r_y (E/F_y) \quad (12.1.4)$$

Para elementos en sección compuesta, las condiciones anteriores sólo son válidas durante el proceso de construcción, cuando el concreto no ha fraguado todavía. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. Las expresiones anteriores son válidas para vigas de sección transversal I o H flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder de  $L_u$ , calculada de acuerdo con la sección 6.3. Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

### 12.1.3 Miembros flexocomprimidos

#### 12.1.3.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2 y la dimensión menor será mayor o igual que 200 mm.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte – ancho del patín no excederá de 1.5 y el ancho de los patines será de 200 mm o más. Sin embargo, se permite el uso de perfiles laminados que no cumplen rigurosamente estas condiciones.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

### 12.1.3.2 Resistencia mínima en flexión

La resistencia en flexión de las columnas que concurren en un nudo debe satisfacer las condiciones dadas por la ecuación 12.2.3 del inciso 12.2.1.5, con las excepciones que se indican en él.

### 12.1.3.3 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante.

Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a su altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen  $Z_c (F_{yc} - f_a)$ .

$F_{yc}$  esfuerzo de fluencia del acero de la columna

$f_a$  esfuerzo normal en la columna producido por la fuerza axial de diseño

## 12.1.4 Uniones viga columna

Las uniones viga columna deben satisfacer las recomendaciones de la sección 10.9, con las modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

### 12.1.4.1 Contraventeo

Si en alguna junta de un marco no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

Los elementos inclinados, como los contraventeos, deben transmitir la carga a través de un solo tipo de unión, es decir, con soldadura o con tornillos, pero en ningún caso con una combinación de ambos. Sin embargo, sí pueden utilizarse tornillos para unir las diagonales a placas soldadas a las columnas.

## 12.1.5 Empalmes de columnas

### 12.1.5.1 Ubicación

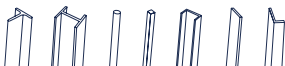
Los empalmes de columnas en todas las estructuras, incluidas aquellas que no son diseñadas como estructuras dúctiles, deben ubicarse a más de 1.2 m del patín de la viga en la conexión de la columna.

Se incluyen las excepciones siguientes:

*a) Cuando la altura libre de la columna, entre los patines de las conexiones viga-columna, es menor que 2.4 m, el empalme de columna se ubicará a la mitad de la altura libre.*

*b) Se permiten los empalmes de columnas localizados más cerca del patín de la viga de la conexión viga-columna, si son realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa; sin embargo, el empalme no se puede realizar a una distancia menor a un ancho de la columna, respecto al patín de la viga de la conexión.*

*c) Empalmes en columnas compuestas.*



### 12.1.5.2 Resistencia requerida

La resistencia requerida de los empalmes de columnas de marcos diseñados con base en este capítulo, debe ser la mayor de:

- a) *La resistencia requerida de las columnas determinada conforme a la sección correspondiente al marco en diseño, o*
- b) *La resistencia requerida determinada usando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica. La resistencia requerida no necesita exceder las cargas máximas que el sistema puede transferir al empalme de columna.*

Los empalmes de columnas soldados en los cuales cualquier porción de la columna está sujeta a efectos de tensión, determinados utilizando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica, deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) *La resistencia disponible de soldaduras de penetración parcial, en caso de ser usadas, debe ser igual o mayor que el 200 por ciento de la resistencia requerida.*
- 2) *La resistencia disponible de cada patín del empalme debe ser igual o mayor que  $0.5R_y F_y b_{tp}$ ,  $b$  y  $t_p$  ancho y grueso de un patín de la menor de las columnas de la conexión.*
- 3) *En los empalmes de columnas realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa, es necesario realizar una transición gradual entre los patines de ancho o espesor desigual cuando el esfuerzo de tensión del menor de los patines excede de  $0.3F_y$ .*

### 12.1.5.3 Resistencia en cortante

Los empalmes de columnas en todos los edificios, incluidos aquellos que no son diseñados como estructuras dúctiles, deben tener una resistencia en cortante no menor que  $M_{pc}/H$ , con respecto a ambos ejes ortogonales de la columna.

$M_{pc}$	menor de las resistencias nominales en flexión de las secciones de columnas en la dirección de análisis
$H$	altura del entrepiso

La resistencia en cortante de los empalmes de columnas de marcos dúctiles, debe ser la mayor de la resistencia del párrafo anterior y de las resistencias especificadas en el inciso 12.1.5.2.

### 12.1.5.4 Configuración del acero estructural del empalme

Los empalmes de columnas de acero pueden ser atornillados o soldados, o soldados a una columna y atornillados a la otra. Los empalmes deben cumplir los requisitos de las secciones correspondientes al marco en diseño.

## 12.1.6 Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica

### 12.1.6.1 Zonas protegidas

Son las partes de miembros del sistema que resiste las acciones sísmicas que se espera que se comporten inelásticamente durante eventos sísmicos importantes.

Las zonas protegidas deben indicarse en los planos estructurales y, dentro de lo posible, en las piezas fabricadas. En ellas se consideran los aspectos siguientes:

- 1) *Se prohíben las discontinuidades creadas por cambios bruscos de sección o por operaciones de fabricación o montaje, como agujeros, puntos de soldadura, ayudas para el montaje, cortes con arco-aire o soplete.*
- 2) *Si en algún caso hay discontinuidades como las mencionadas, el ingeniero responsable de la obra indicará si se sustituye el elemento afectado o si puede repararse. En este caso, indicará como hacerlo.*
- 3) *En los patines superiores de las vigas no se colocarán conectores de cortante soldados ni elementos de la lámina de piso u nidos por medio de soldadura (excluyendo los puntos de soldadura al arco eléctrico necesarios para mantener la lámina en su posición correcta).*
- 4) *No se permiten elementos de conexión soldados, atornillados o sujetos con balazos para ángulos de borde, fachadas, muros o canceles divisorios, tuberías y otros componentes semejantes.*
- 5) *No habrá empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas.*

Para fines de los párrafos anteriores, se considerará que las zonas donde se concentrará el comportamiento inelástico (articulaciones plásticas) tienen las dimensiones indicadas en el inciso 12.1.2.1

## 12.1.6.2 Soldaduras de demanda crítica

Son soldaduras que resisten las acciones sísmicas que requieren metal de aportación con propiedades particulares y condiciones especiales de colocación e inspección.

### 12.1.6.2.1 Materiales de aportación

Electrodos con 480 MPa (4900 kg/cm<sup>2</sup>) de resistencia a la ruptura en tensión.

Todo el metal de aportación tendrá una tenacidad, determinada con pruebas Charpy en V, no menor que 27 J a 255 K (-18 °C) (20 ft-lb a 0 °F).

El metal de aportación para las soldaduras definidas como de demanda crítica tendrá una tenacidad Charpy en V no menor que 27 J a 255 K (-18°C) (20 ft-lb a 0 °F) ni que 54 J a 293 K (20 °C) (40 ft-lb a 70 °F).

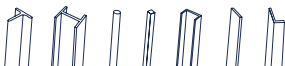
Si la temperatura de servicio mínima esperada (TSME) de la estructura en el edificio terminado es menor que 283 K (10 °C, 50 °F) el valor mínimo de 54 J (40 ft-lb) prescrito arriba se proporcionará a una temperatura no mayor que 10 K (10 °C, 20 °F) por encima de la TSME.

*Nota: La TSME puede tomarse igual a 268 K (-5 °C, 23 °F) para las partes exteriores de la estructura y 283 K (10 °C, 50 °F) para las interiores.*

*Relaciones ancho/grueso*












Para miembros diseñados para ductilidad alta, las relaciones ancho/grueso, de los elementos en compresión, no deben exceder el límite  $\lambda_{da}$  de la tabla 12.1.2.




Para miembros diseñados para ductilidad media no deben exceder el límite  $\lambda_{dm}$  de la misma tabla.



## 12.1.8 Requisitos adicionales

Para los sistemas estructurales de acero y compuestos rigidizados con muros de concreto se deben satisfacer, además de los requisitos de estas Normas, los correspondientes a muros de concreto de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. De la misma manera, para sistemas de concreto rigidizados con elementos de acero, por ejemplo, contraventeos, se deben cumplir con los requisitos correspondientes de ambas normas.

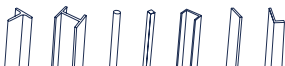
Elementos no atisados	Descripción del elemento	Relación ancho / grueso	Valores máximos de la relación ancho / grueso		Ejemplos
			$\lambda_{da}$ Miembros de ductilidad alta	$\lambda_{dm}$ Miembros de ductilidad media	
	Patines de secciones I laminadas o armadas, canales y técs; alas de ángulos sencillos o de miembros de ángulos dobles con separadores; alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente.	$b/t$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de pilas sección H.	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No aplica	
	Almas de secciones técs.	$d/t$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(a)}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de secciones HSS rectangulares.	$b/t$	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(b)}$	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(c)}$	
	Patines de secciones I en cajón y secciones de cajón armadas.	$b/t$			
	Placas laterales de secciones I en cajón y almas de secciones en cajón armadas para contraventeos.	$h/t$			
	Almas de secciones I laminadas o armadas de contraventeos.	$h/t_a$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones I laminadas de vigas o columnas [d].	$h/t_a$	Para $\frac{P_u}{F_n P_y} > 0.125$ $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 1 - \frac{0.93 P_u}{F_n P_y} \right)$	Para $\frac{P_u}{F_n P_y} \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 1 - \frac{2.75 P_u}{F_n P_y} \right)$	
	Placas laterales de secciones I en cajón de vigas o columnas.	$h/t$	Para $\frac{P_u}{F_n P_y} > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 2.93 - \frac{P_u}{F_n P_y} \right)$	Para $\frac{P_u}{F_n P_y} > 0.125$ $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 2.93 - \frac{P_u}{F_n P_y} \right)$	
	Almas de secciones en cajón armadas de vigas o columnas.	$h/t$	$\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de pilas de secciones H.	$h/t_a$	$0.94 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No aplica	

Paredes de secciones HSS circulares.	$D/t$	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.038 \frac{E^{(e)}}{F_y}$	
Paredes de tubos rectangulares rellenos de concreto.	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Paredes de tubos circulares rellenos de concreto.	$D/t$	$0.076 \frac{E}{F_y}$	$0.15 \frac{E}{F_y}$	

(a) Para miembros en compresión de secciones té, el valor máximo de la relación ancho/grueso del alma de la té, para miembros de ductilidad alta puede ser incrementado a  $0.38 \sqrt{E/F_y}$  si se satisfacen cualquiera de las condiciones siguientes:

- (1) El pandeo del miembro comprimido ocurre en el plano del alma
- (2) La carga axial de compresión se transfiere a la conexión sólo por la cara externa del patín de la sección té, resultando una conexión excéntrica que reduce el esfuerzo de compresión en el extremo del alma.
- (b) El valor máximo de la relación ancho/grueso de secciones I en cajón y secciones cajón armadas de columnas en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta no debe exceder de  $0.60 \sqrt{E/F_y}$
- (c) El valor máximo de la relación ancho/grueso de las paredes de miembros HSS rectangulares, patines de secciones I en cajón y patines de secciones en cajón armadas de vigas o columnas no debe exceder de  $1.12 \sqrt{E/F_y}$
- (d) En vigas de sección I, en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta, para los cuales  $P_u/(F_R P_y)$  es menor o igual que 0.125, el valor máximo de la relación  $h/t_a$  no debe exceder de  $2.45 \sqrt{E/F_y}$ ; en sistemas de marcos rígidos de ductilidad media, donde  $P_u/(F_R P_y)$  es menor o igual que 0.125, el valor máximo de la relación  $h/t_a$  no debe exceder de  $3.76 \sqrt{E/F_y}$
- (e) El valor máximo de la relación  $D/t$  de miembros HSS circulares en vigas o columnas no debe exceder de  $0.07E/F_y$

**Tabla 12.1.2 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión**



## 12.2 Marcos rígidos de acero

### 12.2.1 Marcos rígidos de ductilidad alta (Q=4)

El comportamiento esperado de los marcos rígidos de ductilidad alta, que cumplan los requisitos adicionales indicados en esta sección, se caracteriza por tener una capacidad importante de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de vigas y por la fluencia limitada de las zonas de panel en las columnas.

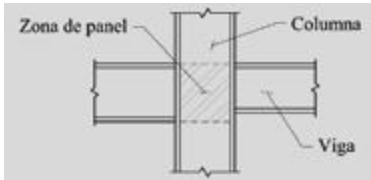


Figura 12.2.1 Zona de panel

*Nota: Se da el nombre de zona de panel a la parte de la columna que queda comprendida entre los planos horizontales interiores que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte de las que concurren en el nudo.*

#### 12.2.1.1 Vigas

Sus secciones transversales deben cumplir con las relaciones ancho/grueso,  $\lambda_{da}$ , para miembros de ductilidad alta, definidas en la tabla 12.1.2.

#### 12.2.1.2 Soporte lateral de vigas

El soporte lateral de las vigas cumplirá con los requisitos del inciso 12.1.2.3 para miembros de ductilidad alta y los requisitos adicionales del inciso 12.2.1.3.

#### 12.2.1.3 Requisitos adicionales en zonas de formación de articulaciones plásticas

Se colocará un contraventeo adicional en las zonas donde se formarán las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso, que cumplirá los requisitos siguientes:

- Los dos patines de las vigas de acero se soportarán lateralmente o se colocará un contraventeo torsional en la sección transversal.
- La resistencia requerida del elemento de soporte lateral de cada patín no será menor que:

$$P_u = (0.06 R_y F_y Z_x) / h_o \quad (12.2.1)$$

$h_o$  distancia entre los centroides de los patines de la viga

- La resistencia requerida del contraventeo torsional no será menor que

$$M_u = 0.06 R_y F_y Z \quad (12.2.2)$$

## 12.2.1.4 Columnas

Las secciones de las columnas deberán cumplir con las relaciones ancho/grueso,  $\lambda_{db}$ , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2 y ser diseñadas para que las articulaciones plásticas se desarrollen en los extremos de las vigas. Para estructuras del grupo A, localizadas en las zonas II o III, la carga axial factorizada de las columnas no excederá de  $0.3A_c F_y$ , para cualquier combinación que involucre acciones por sismo.

### 12.2.1.5 Uniones viga columna

En las uniones viga columna debe cumplirse la relación siguiente:

$$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pv}^* > 1.0 \quad (12.2.3)$$

$\Sigma M_{pc}^*$  suma de los momentos en las dos columnas en un plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial.

Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse:

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma z_c (F_{yc} - P_{nc} / A_c) \quad (12.2.4)$$

$Z_c$  módulo de sección plástico de la columna  
 $F_{yc}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna  
 $P_{nc}$  fuerza axial de compresión de diseño (positiva)  
 $A_c$  área total de la sección transversal de la columna  
 $\Sigma M_{pv}^*$  suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, situadas en el mismo plano que las columnas, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

Igualmente, se puede considerar:

$$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma (I.R_y M_{pv} + M_v) \quad (12.2.5)$$

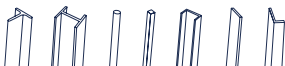
$R$  cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado,  $F_y$  (tabla 12.1.1).  
 $M_v$  momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna  
 $M_{pv}$  momento plástico de la viga

No se requiere cumplir la ecuación 12.2.3 en los casos siguientes:

**a) Columnas en las que  $P_{nc} < 0.3A_c F_y$  para todas las combinaciones de carga, que satisfacen alguna de las condiciones siguientes:**

- i. Columnas de edificios de un solo piso o del entrepiso superior de edificios más altos.
- ii. Columnas en las que: (a) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas del entrepiso que no satisfacen la ecuación 12.2.3 es menor que el 20 por ciento de la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos en el entrepiso que actúan en la misma dirección, y (b) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas que no satisfacen la ecuación 12.2.3 en cada línea de marcos rígidos en el entrepiso es menor que el 33 % de la resistencia en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos situados en esa línea.

Una línea de columnas se define como una sola línea, o varias, paralelas entre sí, situadas dentro del 10 % de la dimensión de la planta perpendicular a la línea de columnas.





*Nota: Para los fines de esta excepción, la resistencia al cortante de las columnas se calcula considerando la resistencia en flexión de cada extremo de la columna, limitada por la resistencia de las vigas unidas a ella, o la resistencia en flexión de las columnas mismas, dividida entre  $H$  (altura del entrepiso).*

**Resistencia nominal en compresión de diseño:**

$$P_{uc} = F_R F_{yc} A_c \quad (12.2.6)$$

b) Columnas de cualquier entrepiso cuya relación resistencia/demanda en cortante es 1.5 veces mayor que la del entrepiso situado encima.

### 12.2.1.5.1. Estabilidad de las uniones viga columna

a) Conexiones con soporte lateral

Quando las almas de vigas y columnas están en el mismo plano, y la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se deberá proporcionar soporte lateral sólo en el nivel de los patines superiores de las vigas.

Se considera que una columna se conserva en el intervalo elástico cuando la relación calculada con la ecuación 12.2.3 es mayor que 2. Cuando no se puede demostrar que la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se aplican los criterios siguientes:

1) Los patines de las columnas deberán tener soporte lateral a la altura de los patines superior e inferior de la viga. El soporte lateral puede ser directo o indirecto.

*Nota: El soporte lateral directo del patín de la columna se logra por medio de miembros de contraventeo o sistemas de piso unidos al patín de la columna en o cerca del punto que se desea contraventear. El soporte indirecto se refiere al que se obtiene por la rigidez de miembros y conexiones que no están unidos directamente a los patines de las columnas, sino actúan a través de su alma o de placas atiesadoras.*

2) Los miembros que proporcionan soporte lateral deben diseñarse para que resistan el 2 por ciento de la resistencia nominal del patín de la viga,  $F_y A_{pr}$



Figura 12.2.2 Soporte lateral de la unión viga columna

### b) Conexiones sin soporte lateral

Las columnas en las que se conectan vigas sin soporte transversal en la conexión, se diseñarán considerando la distancia entre miembros laterales adyacentes; la altura de la columna para su revisión por pandeo en el plano transversal al marco que resiste las fuerzas sísmicas se realiza siguiendo el Capítulo 8, con las excepciones siguientes:

- 1) La resistencia requerida de las columnas se obtendrá de las combinaciones de carga que incluyan los efectos por sismo.
- 2) La relación de esbeltez de las columnas,  $L/r$ , no será mayor que 60.
- 3) La resistencia requerida de las columnas en flexión en la dirección transversal a los marcos que resisten el sismo debe incluir el momento debido a la aplicación de la fuerza cortante,  $M_{uv}$ , y los momentos de segundo orden debidos a las deflexiones laterales del entrepiso.

## 12.2.1.6 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en el inciso 12.1.5.

Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que  $R_y F_y Z_x$  correspondiente a la columna de menor resistencia.

La resistencia requerida en cortante es  $(\Sigma M_{pc})/H$

$H$	altura del entrepiso
$\Sigma M_{pc}$	suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_x$ , de las columnas situadas arriba y debajo del empalme.

## 12.2.1.7 Zonas protegidas

La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas se considera una zona protegida, que debe satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

## 12.2.1.8 Soldaduras de demanda crítica

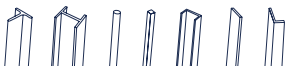
Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.
- 3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

## 12.2.1.9 Resistencia de las conexiones

Para el diseño de las conexiones se deben satisfacer todos los requisitos aplicables del inciso 12.2.1.5 y de las secciones siguientes:

- 1) La conexión será capaz de admitir una distorsión de entrepiso igual a 0.04 rad.
- 2) La resistencia en flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada, cuando la distorsión del entrepiso es de 0.04 rads.
- 3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones



de carga que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante en la articulación plástica,  $V_{ap}$ , considerando la sobrerresistencia del material (ecuación 12.2.7).

$$V_{ap} = 2 (I.R_y M_p) / L_h \quad (12.2.7)$$

$V_{ap}$  cortante ocasionado por la formación de la articulación plástica, que considera la sobrerresistencia del material (Figura 12.2.3).

$M_p$  momento plástico resistente nominal.

$L_h$  distancia entre los puntos de formación de articulaciones plásticas.

No es necesario demostrar que se cumplen los requisitos indicados en los puntos 1 y 2 si se emplean conexiones precalificadas publicadas en la literatura especializada.

4) El momento en la cara de la columna es igual al momento máximo probable en la articulación plástica,  $M_{pr}$  (ecuación 12.1.1), más el cortante  $V_{ap}$  multiplicado por la distancia de la cara de la columna a la articulación,  $S_h$  (Figura 12.2.3). También se deben considerar las fuerzas que actúan en la viga en la distancia  $S_h$ .

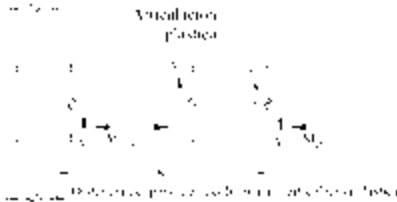


Figura 12.2.3 Diagrama de cuerpo libre entre la articulación plástica y la cara de la columna

## 12.2.2 Marcos rígidos de ductilidad media (Q=3)

Los marcos rígidos de ductilidad media se diseñan de acuerdo con esta sección.

Su comportamiento esperado se caracteriza por tener una capacidad limitada de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de las vigas y en cortante en las zonas de panel de las columnas.

### 12.2.2.1 Vigas

Las secciones transversales de las vigas deberán cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para elementos de ductilidad media y las recomendaciones del inciso 12.2.1.1.

### 12.2.2.2 Soporte lateral de vigas

Se seguirán todas las recomendaciones del inciso 12.1.2.3.

### 12.2.2.3 Columnas

Las secciones de las columnas deberán cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad media, y las recomendaciones del inciso 12.2.1.4.

### 12.2.2.4 Uniones viga columna

En el diseño de las conexiones se cumplirán los requisitos aplicables de los incisos 12.2.1.5 y 12.2.1.9, reduciendo la distorsión de entrepiso indicada en el inciso 12.2.1.9 a 0.02 rad. Para este sistema estructural es recomendable, aunque no obligatorio, cumplir la desigualdad de la ecuación 12.2.3.

No es necesario demostrar que se cumplen estos requisitos cuando se empleen conexiones precalificadas publicadas en la literatura especializada.

### 12.2.2.5 Empalmes de columna

Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en el inciso 12.1.5.

Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que  $R_y F_y Z_x$  correspondiente a la columna de menor resistencia.

La resistencia requerida en cortante es  $\Sigma M_{pc} / H$

$H$  altura del entrepiso

$\Sigma M_{pc}$  suma de los momentos plásticos nominales,  $F_y Z_x$ , de las columnas situadas arriba y debajo del empalme.

### 12.2.2.6 Zonas protegidas

La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas debe considerarse una zona protegida; debe satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.

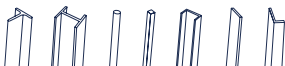
### 12.2.2.7 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

- 3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.



### 12.2.3 Marcos rígidos de ductilidad baja ( $Q=2$ )

Se espera que los marcos rígidos de ductilidad baja puedan admitir deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones.

#### 12.2.3.1 Vigas

Las vigas cumplirán los requisitos del Capítulo 6.

#### 12.2.3.2 Soporte lateral de vigas

No se requiere ningún tipo de soporte lateral además de lo que se indica en el Capítulo 6.

#### 12.2.3.3 Columnas

Las columnas deben cumplir los requisitos del inciso 12.2.1.4.

#### 12.2.3.4 Relaciones ancho/groeso

Basta con que se cumplan los límites indicados en el Capítulo 3 para secciones tipo 2 ( $\lambda_p$ ) o 3 ( $\lambda_f$ ) en función del estado límite de resistencia de diseño.

#### 12.2.3.5 Uniones viga columna

Las conexiones viga columna se harán con soldadura o tornillos de alta resistencia; deben satisfacer los requisitos de la sección 1.7.

*a) Cuando los marcos pertenezcan a estructuras tipo 1, se cumplirán todos los requisitos aplicables de la sección 10.9, con las modificaciones siguientes:*

*1) La resistencia de la conexión será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:*

*i) Un momento  $M_u$  igual, como mínimo, a  $1.1M_{pv}$ , donde  $M_{pv}$  es el momento plástico nominal de la viga,  $F_y Z$ .*

*ii) El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.*

*2) La rotación inelástica que se indica en el inciso 12.2.1.9 o 10.9.2.2 puede reducirse a 0.02 radianes.*

*3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basa en las combinaciones de carga que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante de la resistencia en flexión de la viga,  $V_{fv}$ , que se considera como:*

$$V_{fv} = 2(1.1R_y M_p) / L \quad (12.2.8)$$

$V_{fv}$  cortante ocasionado al alcanzarse la resistencia en flexión de la viga.  
 $L$  longitud libre de la viga.

*Se permite el uso de conexiones parcialmente restringidas cuando se cumplen los requisitos siguientes, además de los indicados en la sección 1.7.*

- 1) *Las conexiones suministran la resistencia de diseño especificada en el inciso 12.2.3.5(a).*
- 2) *La resistencia nominal en flexión de la conexión es igual o mayor que el 50 por ciento del más pequeño de los momentos plásticos nominales de la viga o columna conectadas.*
- 3) *La conexión debe demostrar una capacidad de rotación adecuada, determinada mediante pruebas cíclicas con deformaciones angulares correspondientes a la deformación lateral relativa del entrepiso.*

*Pueden utilizarse también, conexiones tomadas de la literatura especializada.*

- 4) *En el diseño se tendrán en cuenta la rigidez y resistencia de las conexiones, y se incluirá el efecto en la estabilidad global.*

### 12.2.3.6 Zonas protegidas

No se especifican zonas protegidas.

### 12.2.3.7 Soldaduras de demanda crítica

Lo son las soldaduras de penetración completa entre los patines de las vigas y las columnas en las que se apoyan.

## 12.2.4 Marcos rígidos con armaduras especiales (ductilidad media, $Q=3$ )

### 12.2.4.1 Alcance

Los marcos rígidos con armaduras especiales deben satisfacer los requisitos de esta sección.

### 12.2.4.2 Bases de diseño

Se espera que los marcos rígidos con armaduras especiales diseñados de acuerdo con esta sección admitan deformaciones inelásticas significativas en un segmento especial de la armadura. Su uso se limita a separaciones entre columnas no mayores de 20 m, y el peralte total de la armadura no debe exceder de 1.80 m. Las columnas y las partes de la armadura fuera del segmento especial se diseñan para que permanezcan elásticas bajo las acciones generadas por el segmento especial plastificado y endurecido por deformación.

### 12.2.4.3 Análisis

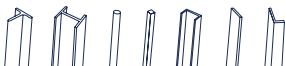
Deben satisfacerse los requisitos siguientes.

#### 12.2.4.3.1 Segmento especial

La resistencia requerida en cortante vertical del segmento especial se calcula con las combinaciones de carga aplicables.

#### 12.2.4.3.2 Segmentos no-especiales

La resistencia requerida de los miembros y conexiones que forman parte de los segmentos no especiales se calcula para las combinaciones de carga aplicables. Al determinar la fuerza sísmica, las fuerzas horizontales se toman como las fuerzas necesarias para desarrollar la resistencia esperada en cortante vertical en el centro del segmento especial, como se define



en el inciso 12.2.4.5.2. Se incluyen los efectos de segundo orden correspondientes a las distorsiones máximas de diseño.

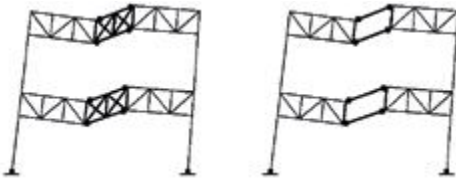


Figura 12.2.4 Mecanismo de deformación plástica para casos típicos de marcos especiales con armaduras

### 12.2.4.1 Requisitos del sistema

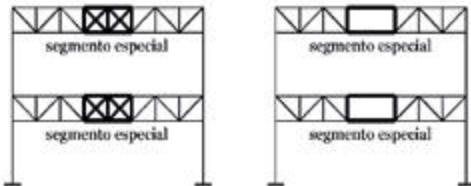


Figura 12.2.5 Marcos con armaduras especiales (a) segmento especial con diagonales en X, y (b) segmento especial tipo Vierendeel

#### 12.2.4.1.1 Segmento especial

La armadura horizontal que forma parte del marco tiene un segmento especial, cuyo eje vertical central coincide con el de la armadura. La longitud de ese segmento está comprendida entre 0.1 y 0.5 veces la longitud del claro. La relación longitud/peralte de cualquier tablero del segmento está comprendida entre 0.67 y 1.5.

Todos los tableros del segmento especial serán tipo Vierendeel o con diagonales en X. No se permite una combinación de ellos, ni otro tipo de triangulación. Cuando se empleen tableros con diagonales, estarán separados por elementos verticales. Las diagonales se harán con barras planas laminadas de la misma sección, conectadas entre sí en los puntos de cruce. La resistencia requerida de la conexión será igual a 0.25 veces la resistencia nominal en tensión de las diagonales. No se permite el uso de conexiones atornilladas.

Tampoco se permiten empalmes en las cuerdas de la armadura dentro del segmento especial, ni a menos de 0.5 veces la longitud del tablero, medida a partir de sus extremos.

La resistencia axial requerida en las diagonales del alma del segmento especial, correspondiente a las cargas muerta y viva aplicadas en la armadura, no excederá de  $0.03F_y A_t$ .

### 12.2.4.1.2 Soporte lateral para estabilidad de las armaduras

En los extremos del segmento especial, cada patín de los elementos que forman las cuerdas debe estar soportado lateralmente. La resistencia requerida del elemento de soporte lateral debe ser:

$$P_u = 0.06R_y F_y A_p \quad (12.2.9)$$

$A_p$  área total del patín del miembro de la cuerda del segmento especial

### 12.2.4.1.3 Soporte lateral para estabilidad de las conexiones de la armadura y las columnas

Las columnas deben soportarse lateralmente en los niveles de las dos cuerdas de la armadura. Los elementos de soporte lateral tendrán una resistencia requerida igual a:

$$P_u = 0.02R_y P_{nc} \quad (12.2.10)$$

$P_{nc}$  resistencia nominal en compresión de los extremos de los elementos de las cuerdas.

## 12.2.4.2 Miembros

### 12.2.4.2.2 Segmento especial

La resistencia disponible en cortante del segmento especial es igual a la suma de la resistencia disponible en cortante de los miembros de las cuerdas ocasionadas por la flexión en ellos, la correspondiente a la resistencia en tensión y 0.3 veces la resistencia en compresión disponible de los miembros diagonales, cuando los haya. Las cuerdas superior e inferior del segmento especial tendrán secciones iguales y proporcionarán al menos el 25 % de la resistencia requerida en cortante vertical.

La resistencia disponible,  $F_R P_n$ , obtenida de acuerdo con el estado límite de fluencia en tensión, debe ser igual o mayor que 2.2 veces la resistencia requerida.

$$F_R = 0.9$$

$$P_n = F_y A_t \quad (12.2.11)$$

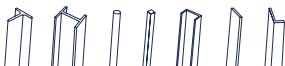
### 12.2.4.2.2 Resistencia esperada del segmento especial en cortante vertical

La resistencia esperada en cortante vertical en el punto medio del segmento especial es:

$$V_{nc} = (3.60R_y M_{nc} / L_x + 0.036 E I_x L / L_x^3) + R_y (P_{nt} + P_{nc}) \text{sen}(\alpha) \quad (12.2.12)$$

$I_x$	momento de inercia del miembro de una cuerda del segmento especial respecto al eje de flexión, X.
$L$	claro de la armadura.
$L_x$	longitud del segmento especial.
$M_{nc}$	resistencia nominal en flexión del miembro de una cuerda del segmento especial.
$P_{nt}$	resistencia nominal en tensión de una diagonal del segmento especial.
$P_{nc}$	resistencia nominal en compresión de una diagonal del segmento especial
$\alpha$	ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal, en grados

*Nota: En caso de que el segmento especial sea tipo Vierendeel, el tercer término de la ecuación 12.2.12 no se considera.*





### 12.2.4.2.3 Límites de la relación ancho/espesor

Los miembros de las cuerdas y las diagonales del segmento especial deben satisfacer los límites establecidos en el inciso 12.1 .7 para miembros de ductilidad alta. La relación ancho/espesor de las barras diagonales no excederá de 2.5.

### 12.2.4.2.4 Cuerdas formadas por varios perfiles

La separación entre elementos de unión de las cuerdas formadas por varios perfiles no excederá de  $0.04 E_r / F_y$ .

$r_y$  radio de giro de los componentes individuales respecto a su eje de menor momento de inercia.

### 12.2.4.2.5 Zonas protegidas

Son las regiones de los extremos de los miembros de las cuerdas del segmento especial. Deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1. La zona protegida se extiende fuera del segmento especial una longitud igual a dos veces el peralte de la cuerda, medida desde la conexión con los miembros del alma.

También son zonas protegidas los miembros del alma del segmento especial, montantes y diagonales, en toda su longitud.

### 12.2.4.2.6 Conexiones

#### 12.2.4.2.6.1 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

1) *Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.*

2) *Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.*

*Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.*

3) *Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.*

#### 12.2.4.2.6.2 Conexiones de los elementos diagonales del alma del segmento especial

Las conexiones en los extremos de las diagonales del alma del segmento especial tendrán una resistencia no menor que la resistencia de fluencia esperada del miembro. La resistencia esperada de una diagonal es  $R_y F_y A_t$ .

### 12.2.4.2.6.3 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en el inciso 12.1.5.

Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que  $R_y, F_y, Z_x$ , correspondiente a la columna de menor resistencia.

La resistencia requerida en cortante es  $\sum M_{pc} / H$ .

$H$	altura de entrepiso.
$\sum M_{pc}$	suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc}, Z_x$ , de las columnas situadas arriba y debajo del empalme.

### 12.2.5 Marcos rígidos con armaduras ordinarias (ductilidad baja, Q=2)

En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se emplean vigas de alma abierta (armaduras ordinarias) en marcos ordinarios. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables del inciso 12.2.3.

Puede adoptarse un factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$ , en edificios de no más de tres pisos o 12 m de altura total, y en el último entrepiso de cualquier edificio.

Las armaduras ordinarias pueden emplearse como vigas en marcos rígidos de ductilidad baja, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo; esta resistencia debe calcularse con el esfuerzo de fluencia esperado de la columna,  $F_{ye}$ . En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única armadura que forma parte de ellos.

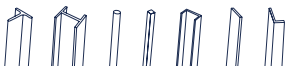
Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- Los elementos de las armaduras que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia,  $F_{Rt}$  igual a 0.7. Al determinar cuáles elementos trabajan en compresión, habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.*
- Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente a 1.2 veces la resistencia calculada de las cuerdas.*

En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor de  $0.3F_y$ , y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

### 12.2.6 Columnas en voladizo de ductilidad media (Q=2)

*Nota: En este capítulo se incluyen las columnas aisladas, las estructuras formadas por un solo eje de columnas y los sistemas de marcos con columnas empotradas en la base y sin restricción al giro en el extremo superior.*



---

## 12.2.6.1 Bases de diseño

---

Las columnas diseñadas con estas especificaciones tendrán una capacidad limitada de desplazamiento lateral inelástico, producido por flujo plástico en flexión. La aplicación del sistema se limita a estructuras con alturas no mayores de 10 m y condiciones de irregularidad limitadas.

---

## 12.2.6.2 Requisitos del sistema

---

### 12.2.6.2.1 Columnas

---

Las columnas se diseñan para las condiciones de carga obtenidas en el análisis. La resistencia axial en compresión requerida,  $P_u$ , no excederá del 15 por ciento de la de diseño para esas condiciones de carga.

Estas columnas son propensas a colapsar bajo el efecto  $P\Delta$  generado por la interacción del sismo con la carga vertical, por lo que debe preverse este concepto en el diseño.

---

### 12.2.6.2.2 Arriostramiento de columnas

---

El arriostramiento cumplirá los mismos requisitos que el de las vigas de ductilidad intermedia (Inciso 12.1.2.3).

---

## 12.2.6.3 Miembros

---

### 12.2.6.3.1 Requisitos básicos

---

Las secciones transversales deberán cumplir con las relaciones ancho/grueso o diámetro/grueso,  $\lambda_{lim}$ , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2.

---

### 12.2.6.3.2 Patines de las columnas

---

En las zonas protegidas (Inciso 12.1.6) no se permiten cambios bruscos en el área de los patines de las columnas.

---

### 12.2.6.3.3 Empalmes

---

Todos serán a tope con soldadura de penetración completa.

---

### 12.2.6.3.4 Zonas protegidas

---

La región de la base de la columna sometida a deformaciones inelásticas se considerará una zona protegida. Se supondrá que la longitud de esa región es igual a dos veces el peralte o el diámetro de la columna.

---

## 12.2.6.4 Conexiones

---

### 12.2.6.4.1 Soldaduras de demanda crítica

---

Las siguientes soldaduras se consideran como de demanda crítica.

- a) *Soldaduras a tope de penetración completa en empalmes de columnas*
- b) *Soldaduras de la columna con la placa base*

### 12.2.6.4.2 Bases de las columnas

Se diseñarán de acuerdo con el Apéndice B.

### 12.2.7 Columnas en voladizo de ductilidad baja ( $Q=1.5$ )

En el diseño de las columnas en voladizo de ductilidad baja, sólo es necesario cumplir los requisitos aplicables de los incisos 12.2.6.1 y 12.2.6.2.1.

## 12.3 Marcos contraventeados

### 12.3.1 Marcos con contraventeos excéntricos (ductilidad alta, $Q=4$ )

Los marcos con contraventeos excéntricos (MCE) están compuestos por columnas, vigas y diagonales. Se distinguen de los marcos con contraventeos concéntricos en que cuando menos un extremo de cada diagonal se une a una viga de manera que las acciones en la diagonal se transmiten al resto de la estructura por fuerza cortante y flexión de un segmento corto de la viga, al que se da el nombre de eslabón dúctil (en adelante, simplemente eslabón), definido por la distancia horizontal entre los puntos de intersección de los ejes de las dos diagonales y el de la viga, o entre el punto de intersección de los ejes de la diagonal y la viga y el de la columna (figura 12.3.1).

Se recomienda que el ángulo entre las diagonales y la horizontal esté comprendido entre 30 y 60 grados (figura 12.3.1; e longitud del eslabón).

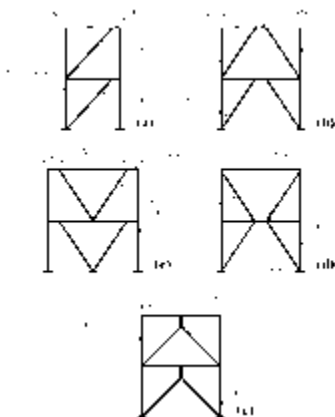
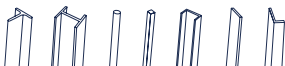


Figura 12.3.1 Configuraciones de marcos con contraventeos excéntricos



### 12.3.1.1 Análisis

La resistencia requerida de la estructura se determina con un análisis que incluye las combinaciones de fuerzas gravitacionales y sísmicas indicadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; el eslabón no debe sobredimensionarse, ya que las diagonales, columnas, vigas y conexiones fuera de él se diseñan para que resistan las acciones que les transmite el eslabón plastificado y endurecido por deformación. La resistencia al corte del eslabón se toma igual a  $R_y$  (Incisos 12.1.1) multiplicada por su resistencia nominal al corte,  $V_n$  (Incisos 12.3.1.3.1), y por 1.25 cuando la sección es I y 1.4 si es en cajón.

Se permiten las excepciones siguientes:

*a) Para diseñar las vigas fuera del eslabón y las columnas de marcos de tres o más niveles se puede considerar el 90 por ciento de las fuerzas determinadas arriba.*

*b) Pueden despreciarse los momentos flexionantes producidos por los desplazamientos laterales debidos a sismo, pero deben considerarse los generados por fuerzas aplicadas en las columnas entre puntos con soporte lateral.*

*c) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas sea mayor que el más pequeño de los valores siguientes:*

*1) Las fuerzas hacia arriba correspondientes a la resistencia al volteo de la cimentación.*

*2) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal efectuado como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.*

### 12.3.1.2 Requisitos básicos

Las secciones transversales de las columnas deben cumplir con las relaciones ancho/grioso,  $\lambda_{dm}$ , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2.

Las diagonales y las vigas fuera del eslabón, deben tener secciones transversales que cumplan con las relaciones ancho/grioso,  $\lambda_{dm}$ , para miembros de ductilidad media definidas en la tabla 12.1.2.

### 12.3.1.3 Eslabones

Los eslabones deben tener las características siguientes:

*1) Ser secciones tipo 1, laminadas o formadas por placas soldadas, o secciones armadas en cajón, que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad alta del inciso 12.1.7. No se permite utilizar secciones HSS como eslabones.*

*Excepción: se permite que los patines de los eslabones de sección I y longitud  $e \leq 1.6 M_p / V_p$  cumplan los requisitos de miembros de ductilidad media.*

*2) El alma o las almas estarán formadas por una sola placa; no se permiten placas adosadas a ella para reforzarlas, ni perforaciones.*

*3) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado no excederá de 345 MPa (3515 kg/cm<sup>2</sup>).*

*4) Cuando están formados por placas, el alma o almas se unen a los patines con soldaduras de penetración completa.*

5) En secciones en cajón, el momento de inercia alrededor del eje de simetría vertical,  $I_y$ , será mayor que dos tercios del momento de inercia alrededor del eje de simetría horizontal,  $I_x$  ( $I_y > 2/3 I_x$ ).

### 12.3.1.3.1 Resistencia en cortante del eslabón

Es igual a  $F_R V_n$ , donde:

1) Para fluencia en cortante del eslabón ( $e \leq 2 M_p / V_p$ )

$$V_n = V_p$$

Cuando  $P_u / P_y \leq 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \quad (12.3.1)$$

Cuando  $P_u / P_y > 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \sqrt{(1 - (P_u / P_y))^2} \quad (12.3.2)$$

2) Para fluencia en flexión del eslabón ( $e > 2 M_p / V_p$ ):

$$V_n = 2 M_p / e$$

Cuando  $P_u / P_y \leq 0.15$

$$M_p = F_y / Z_x \quad (12.3.3)$$

Cuando  $P_u / P_y > 0.15$

$$M_p = 1.18 F_y Z_x [1 - (P_u / P_y)] \quad (12.3.4)$$

En las expresiones anteriores:

$$F_R = 0.90$$

$e$

longitud del eslabón, definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre la diagonal y la cara de la columna.

$M_p$

momento plástico del eslabón

$V_p$

cortante de plastificación del eslabón

$$P_y = A F_y$$

$A$

área total del eslabón

$A_a$

área del alma o almas del eslabón

$(d - 2t_p) t_a$  para secciones I

$2(d - 2t_p) t_a$  para secciones en cajón

$P_u$

fuerza axial de diseño

$d$

peralte del eslabón

$t_a$

espesor del alma o de las almas

$t_p$

espesor del patín o patines del eslabón

*Nota: Previo a la plastificación del eslabón, este tendrá un comportamiento elástico similar al ilustrado en la figura 12.3.2.*

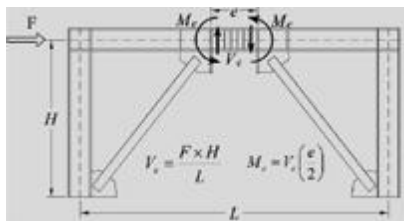
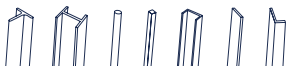


Figura 12.3.2 Comportamiento elástico del eslabón



### 12.3.1.3.2 Longitud del eslabón

Si  $P_u/P_y > 0.15$  la longitud del eslabón está limitada por los valores siguientes:

Cuando  $\rho \leq 0.5$

$$e \leq 1.6M_p/V_p \quad (12.3.5)$$

Cuando  $\rho > 0.5$

$$e \leq 1.6M_p/V_p (1.15 - 0.3\rho) \quad (12.3.6)$$

$$\rho = P_u/P_y / V_u/V_y$$

$V_u$  cortante de diseño

### 12.3.1.3.3 Ángulo de rotación del eslabón

El ángulo de rotación inelástica del eslabón,  $\gamma_p$ , es el ángulo entre su eje y los de la viga fuera de él (figura 12.3.3), cuando la distorsión total del entrepiso es igual a la de diseño; no debe exceder de los valores siguientes:

0.08 radianes para eslabones de longitud  $e \leq 1.6M_p/V_p$

0.02 radianes para eslabones de longitud  $e \geq 2.6M_p/V_p$

Para longitudes comprendidas entre  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$  se interpola linealmente.

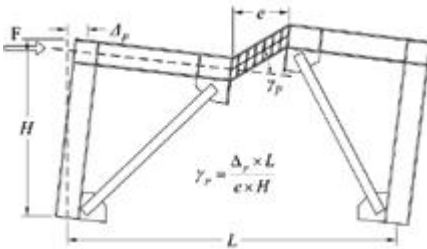


Figura 12.3.3 Giro del eslabón

### 12.3.1.3.4 Atiesadores en los eslabones

#### 12.3.1.3.4.1 Para secciones I

##### a) Atiesadores en los extremos

Se colocarán atiesadores del peralte del alma en los dos lados del alma del eslabón y en los extremos de las diagonales que se unen con ellos. El ancho total de los dos atiesadores no será menor que  $(b_p - 2t_a)$ , y su espesor no menor que  $0.75t_a$  ni que 10 mm;  $b_p$  y  $t_a$  son el ancho del patín y el espesor del alma del eslabón (en la figura 12.3.4 S es la separación entre atiesadores y la longitud del eslabón).

## b) Atiesadores intermedios

Su separación será:

1) En eslabones de longitud igual o menor que  $1.6M_p / V_p$  se colocarán atiesadores intermedios con separaciones que no excederán de  $30t_a - d / 5$  para rotaciones del eslabón de 0.08 radianes, y de  $52t_a - d / 5$  para rotaciones de 0.02 radianes o menores.

2) En eslabones de longitud igual o mayor que  $2.6M_p / V_p$  y menor que  $5M_p / V_p$  se colocarán atiesadores intermedios a una distancia de cada extremo del eslabón igual a  $1.5b_p$  (Figura 12.3.5).

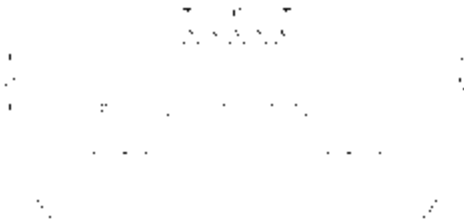


Figura 12.3.5 Atiesadores en el eslabón para  $e \leq 1.6 M_p / V_p$

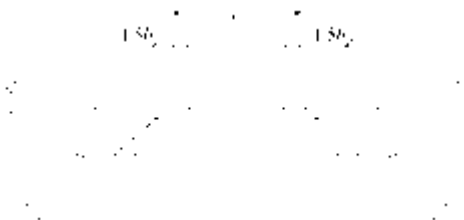


Figura 12.3.5 Atiesadores en eslabones para  $2.6 M_p / V_p \leq e \leq 5M_p / V_p$

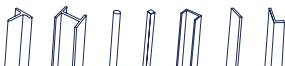
3) En eslabones de longitud entre  $1.6M_p / V_p$  y  $2.6 M_p / V_p$  se colocarán atiesadores intermedios que cumplirán los requisitos 1 y 2.

4) Cuando la longitud de los eslabones es mayor que  $5M_p / V_p$  no se requieren atiesadores intermedios.

5) El peralte de los atiesadores debe ser igual al peralte total del alma.

6) Si el peralte de los eslabones es menor de 640 mm, los atiesadores se colocan en un solo lado del alma; su espesor no debe ser menor que el del alma del eslabón,  $t_a$  ni que 10 mm, y su ancho igual o mayor que  $b_p - 2t_a$ . En eslabones con peralte igual o mayor que 640 mm se requieren atiesadores en los dos lados del alma.

7) La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan un atiesador con el alma del eslabón es  $F_{\text{yat}} A_{\text{at}}$ , donde  $A_{\text{at}}$  es el área de una sección transversal horizontal del atiesador y  $F_{\text{yat}}$  su esfuerzo de fluencia. La resistencia requerida de las soldaduras de filete que unen a un atiesador con cada patín del eslabón es  $(F_{\text{yat}} A_{\text{at}}) / 4$ .





### 12.3.1.4.2 Para secciones en cajón

En las conexiones de la diagonal se colocarán atiesadores de peralte completo en un lado de cada una de las almas del eslabón, los que pueden soldarse a la cara interior o exterior de las almas. El ancho de cada atiesador no será menor que  $b/2$ , donde  $b$  es el ancho interior del cajón, y su espesor no menor que  $0.75t_a$  o 13 mm (figura 12.3.6).

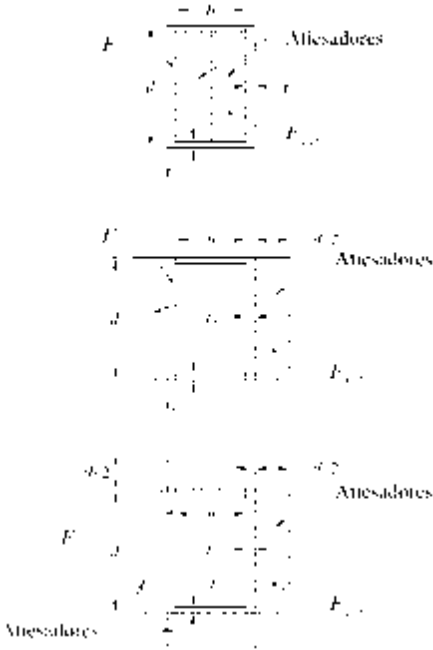


Figura 12.3.6 Atiesadores en eslabones de sección en cajón

Deben colocarse, además, atiesadores intermedios, que cumplirán los requisitos siguientes:

- 1) En eslabones de longitud igual o menor que  $1.6M_p / V_p$  y relación peralte/espesor del alma,  $h/t_w$ , mayor o igual que  $0.64\sqrt{E/F_y}$ , requieren atiesadores de peralte total, colocados en un lado de cada alma. Las separaciones entre ellos no serán mayores que  $20t_w - (d-2t_w)/8$ .

2) Los eslabones de longitud igual o menor que  $1.6M_p/V_p$ , y relación peralte/ espesor del alma,  $h/t_a$ , menor que  $0.64\sqrt{E/F_y}$  no requieren atiesadores intermedios.

3) Los eslabones de longitud mayor que  $1.6M_p/V_p$  no requieren atiesadores intermedios.

Los atiesadores intermedios deben ser de peralte completo, soldados al alma con soldaduras de filete que resistan una fuerza igual a  $F_{yat} A_{at}$  donde  $A_{at}$  es el área de la sección transversal horizontal del atiesador.

### 13.3.1.5 Zonas protegidas

Los eslabones son zonas protegidas, que deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

### 13.3.1.6 Conexiones

#### 13.3.1.6.1 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras de las uniones entre columnas y placas base.
- 3) Soldaduras en conexiones viga-columna.
- 4) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón a una columna, cuando el eslabón se forma junto a ella.
- 5) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón cuando este está formado por placas.

#### 13.3.1.6.2 Conexiones eslabón-columna

Cuando el eslabón se conecta a una columna, se requiere que se cumplan los requisitos siguientes:

- 1) Las conexiones deben ser rígidas para la transmisión de flexión.
- 2) Deben ser capaces de soportar una rotación al menos 20 por ciento mayor que la correspondiente al desplazamiento,  $\Delta$ , del marco.
- 3) En eslabones de longitud  $e \leq 1.6 M_p/V_p$  la rotación deberá ser  $r_f \geq \pm 0.08 \text{ Rad}$ .
- 4) En eslabones de longitud  $e \geq 1.6 M_p/V_p$  la rotación será  $r_f \geq \pm 0.08 \text{ Rad}$ .

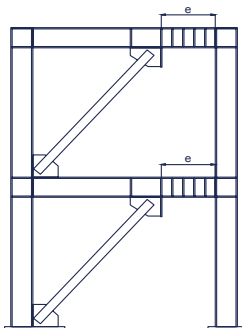
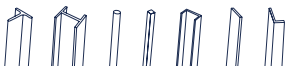


Figura 12.3.7 Conexión eslabón-columna



5) Para eslabones intermedios, con  $1.6 M_p/V_p < e < 2.6 M_p/V_p$ , se interpola linealmente.

6) La resistencia en cortante de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual a la resistencia esperada del eslabón,  $R_y V_n$ .

7) La resistencia en flexión de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual al momento generado por el cortante nominal del eslabón multiplicado por  $R_y$  y por 1.25 para eslabones formados por secciones I y por 1.4 para secciones en cajón, es decir,  $1.25R_y$  e  $V_p$  o  $1.4R_y$  e  $V_p$ .

### 12.3.1.6.3 Conexiones viga-columna

Cuando una diagonal o placa de conexión se une simultáneamente a la columna y a la trabe, la conexión debe cumplir los requisitos siguientes:

- 1) Puede ser simple, capaz de desarrollar una rotación no menor de 0.025 radianes, o
- 2) Se diseña para que resista un momento igual al menor de los siguientes:

a) La capacidad en flexión esperada de la viga que corresponde a su momento plástico multiplicado por  $R_y$  y por 1.1, esto es,  $1.1R_y M_p$ .

b) El momento correspondiente a la suma de las capacidades esperadas en flexión de las columnas, multiplicadas por  $R_y$  y por 1.1, esto es,  $\Sigma(1.1R_y F_y Z_c)$ .

### 12.3.1.6.4 Conexión de las diagonales

Cuando se utilicen agujeros sobredimensionados se verificará el estado límite de deslizamiento de los tornillos, aplicando las combinaciones de cargas de diseño.

Si la conexión se diseña para que resista una porción del momento en el extremo del eslabón, se considerará completamente rígida, y se tendrán en cuenta la carga axial y la fuerza cortante.

La intersección de los ejes centroidales de la diagonal y del eslabón debe estar en la terminación del eslabón o dentro de él.

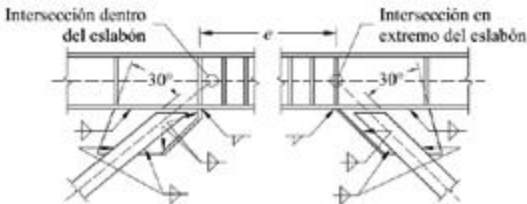


Figura 12.3.8 Soldaduras de diagonales a la viga

### 12.3.1.6.5 Empalmes de columnas.

Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 % de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

La resistencia requerida en cortante será  $\Sigma M_{pc} / H_c$

$H_c$  altura de la columna entre intersecciones con vigas

$\Sigma M_{pc}$  suma de los momentos plásticos nominales,  $F_{yc} Z_c$ , de las columnas situadas arriba y abajo del empalme

### 12.3.1.6.6 Soporte lateral del eslabón

Cuando sea de sección I, se proporcionará soporte lateral en los patines superior e inferior de sus extremos. El soporte lateral se diseñará para una fuerza del 6 por ciento de la resistencia de cada patín del eslabón  $0.06R_y F_y Z_x / h_o$ , donde  $h_o$  es la distancia entre los centroides de los patines).

## 12.3.2 Marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo de ductilidad alta (Q=4)

### 12.3.2.1 Bases del diseño

Esta sección se aplica a marcos provistos de contraventeos de fabricación especial, conectados concéntricamente con vigas y columnas. Se permiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, si se tienen en cuenta en el diseño las fuerzas adicionales y si no cambia la fuente esperada de deformación inelástica.

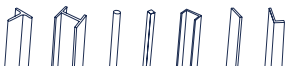
#### 12.3.2.1. Introducción

Los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo (MCRP), se componen de vigas, columnas y contraventeos concéntricos restringidos contra pandeo (CRP).

Los CRP están compuestos por un núcleo de acero confinado por una camisa de acero rellena con concreto o mortero de alta resistencia de contracción controlada, que restringe el pandeo del núcleo (figura 12.3.9). A diferencia de los contraventeos convencionales, los CRP se caracterizan por fluir indistintamente en tensión o compresión, con una elevada capacidad de disipación de energía por histéresis del material.

Los CRP se diseñan, prueban y detallan para que tengan capacidad suficiente de deformación inelástica. La deformación esperada es la debida a la deformación del marco por cargas gravitacionales más la mayor deformación debida por:

- a) dos veces la distorsión de entrepiso de diseño; o
- b) una distorsión de entrepiso del 2 por ciento de su altura.



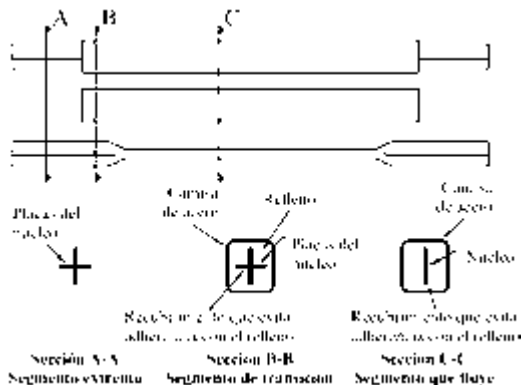


Figura 12.3.9 Componentes de un CRP

Se recomienda que los contraenteos formen un ángulo  $\theta$  comprendido entre 30 y 60 grados respecto a la horizontal (figura 12.3.10).

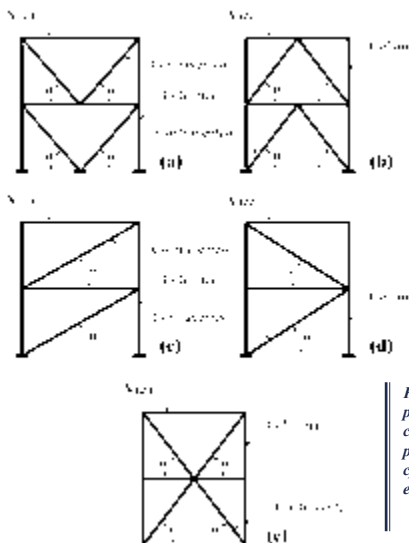


Figura 12.3.10 Configuraciones permitidas de contraenteos concéntricos restringidos contra el pandeo: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X en dos niveles

### 12.3.2.3 Análisis

Se considera que los CRP no resisten cargas gravitacionales, pues su función es únicamente la de resistir fuerzas laterales.

Para determinar si los contraventeos trabajan en tensión o compresión se ignoran los efectos de las cargas gravitacionales. La resistencia ajustada de los contraventeos en tensión o compresión es la que se indica en el inciso 12.3.2.4.1.

Se permiten las excepciones siguientes:

- 1) Pueden despreciarse las fuerzas de flexión resultantes de las distorsiones de entrepiso producidas por sismo. Deben considerarse los momentos resultantes de cargas aplicadas a las columnas entre puntos de soporte lateral.
- 2) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas exceda la menor de:
  - a) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación a fuerzas de tensión producidas por volteo.
  - b) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

#### 12.3.2.3.1 Deformación de los contraventeos

La deformación de los CRP se obtiene con un análisis estructural que considere las combinaciones de carga adecuadas.

La deformación axial de un contraventeo, asociada con la distorsión elástica de entrepiso ( $\Delta_x$ ), se determina como sigue (figuras 12.3.11 y 12.3.12):

$$\delta_{bx} = P_{bx} L_{ysc} / EA_n \quad (12.3.7)$$

$\delta_{bx}$	deformación axial elástica de la longitud efectiva de las diagonales
$P_{bx}$	fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica de entrepiso
$L_{ysc}$	longitud efectiva de fluencia del núcleo de la diagonal (figura 12.3.11)
$A_n$	área total de la sección transversal del núcleo de la diagonal

Para determinar la longitud efectiva de fluencia del núcleo deben restarse las longitudes de la zona común de columna y viga y las de las placas y otros elementos de conexión.

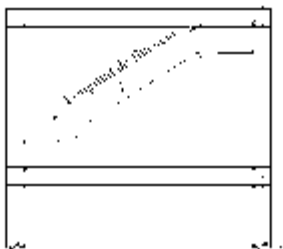
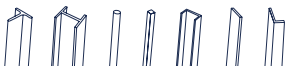


Figura 12.3.11 Longitud efectiva de fluencia de los CRP ( $L_{ysc}$ )

Conocida  $\delta_{bx}$  se determina la deformación axial de los CRP asociada a la distorsión de diseño ( $\delta_{bx}$ ).





### 12.3.2.4.1 Resistencia de fluencia de diseño de los contraventeos

Los núcleos de los CRP deben diseñarse para resistir la fuerza total que actúa en las diagonales ( $P_u$ ). Las resistencias ajustadas de diseño en tensión y compresión son:

En tensión

$$\omega R_y F_{yi} A_n \quad (12.3.10)$$

En compresión

$$\beta \omega R_y F_{yi} A_n \quad (12.3.11)$$

$F_R$	factor de reducción de resistencia igual a 0.9
$F_{yi}$	valor mínimo garantizado del límite inferior de fluencia del material del núcleo.
$A_n$	área total de la sección transversal del núcleo.
$\beta$	factor de ajuste de la resistencia en compresión ( $\beta > 1.0$ ). Es proporcionado por el fabricante de los CRP.
$\omega$	factor de ajuste de endurecimiento por deformación ( $\omega > 1.0$ ). Es proporcionado por el fabricante de los CRP.

### 12.3.2.4.2 Resistencia máxima de diseño de los contraventeos

La resistencia máxima de diseño de las diagonales es:

En tensión

$$R_{ta} = F_R \omega F_{yi} A_n \quad (12.3.12)$$

En compresión

$$R_{ca} = F_R \beta \omega F_{yi} A_n \quad (12.3.13)$$

$F_R$	factor de reducción de la resistencia, igual a 0.9
$R_{ca}$	resistencia máxima ajustada de diseño en compresión
$R_{ta}$	resistencia máxima ajustada de diseño en tensión
$F_{yi}$	valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia del material del núcleo
$\epsilon_y$	deformación axial de fluencia del núcleo
$\epsilon_{hm}$	deformación axial asociada a la distorsión de diseño de los contraventeos
$\beta$ y $\omega$	se definieron anteriormente

### 12.3.2.5 Requisitos del sistema

#### 12.3.2.5.1 Marcos con contraventeos en “V” y “V” invertida

Las vigas deben ser continuas entre columnas y su contraventeo lateral debe satisfacer los requisitos, para miembros de ductilidad media, del inciso 12.1.2.3.

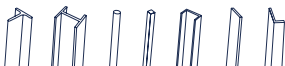
Como mínimo, debe soportarse lateralmente el punto de intersección de la viga y los contraventeos.

#### 12.3.2.5.2 Contraventeos en K

Esta configuración no se permite porque puede afectar, desfavorablemente, el comportamiento de las columnas (figura 12.3.18).

#### 12.3.2.5.3 Zonas protegidas

Las zonas protegidas incluyen el núcleo de acero de los contraventeos y los elementos que lo conectan a las vigas y columnas; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1.





### 12.3.2.6 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

1) *Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.*

2) *Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.*

*Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.*

3) *Soldaduras en conexiones viga columna.*

### 12.3.2.7 Conexiones

Las conexiones deben conservarse en el intervalo elástico para los niveles de fuerza asociados con la fluencia de los CRP; por lo que se diseñan para la fuerza máxima que puede esperarse que les transmita el contraventeo, multiplicada por 1.1.

#### 12.3.2.7.1 Conexiones viga-columna

Cuando un contraventeo o placa de conexión se une a la viga y a la columna, el diseño de la conexión se hace conforme a:

- a) *Si la conexión es simple, debe ser capaz de admitir una rotación de 0.025 rad; o,*  
 b) *La conexión se diseña para resistir un momento igual al menor de:*

1) *El momento resistente esperado de la viga,  $R_y M_p$ , multiplicado por 1.1.*

2) *El momento correspondiente a la suma de las resistencias esperadas en flexión de las columnas, igual a  $\sum (1.1R_y F_y Z)$ , multiplicada por 1.1.*

El momento se considera en combinación con las resistencias requeridas de las conexiones de los contraventeos y de la viga y se incluyen, en su caso, las fuerzas amplificadas de los colectores del diafragma de piso.

#### 12.3.2.7.2 Conexión de las diagonales

La resistencia requerida de las conexiones de los contraventeos en tensión o compresión (incluyendo las conexiones viga columna si son parte del sistema contraventeado) debe ser 1.1 veces la resistencia ajustada del contraventeo en compresión.

#### 12.3.2.7.3 Placas de conexión

En su diseño deben investigarse los posibles pandeos local o global.

#### 12.3.2.7.4 Empalmes de columnas

Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 % de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados. Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

La resistencia requerida en cortante será  $\sum M_{pc} / H_c$

$H_c$	altura de la columna entre intersecciones con vigas
$\sum M_{pc}$	suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_{c,pl}$ , de las columnas situadas arriba y abajo del empalme.

### 12.3.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta (Q=3)

#### 12.3.3.1 Diseño

Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos (MCC) formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades, es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto.

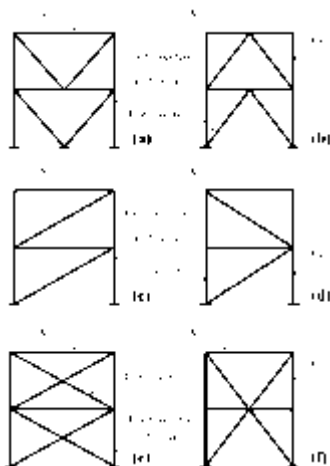
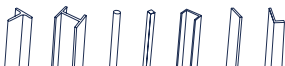


Figura 12.3.14 Configuraciones de contraventeos concéntricos: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X; f) en X en dos niveles

#### 12.3.3.2 Análisis

La resistencia requerida de columnas, vigas y conexiones está basada en las combinaciones de carga aplicables. El valor de las fuerzas horizontales será el mayor de los obtenidos con los análisis siguientes:

- Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas en tensión o en compresión.
- Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos en tensión resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas y los contraventeos comprimidos sus resistencias esperadas posteriores al pandeo.



### 12.3.3.3 Distribución de fuerzas laterales

Las diagonales deben colocarse en direcciones alternadas a lo largo de cualquier línea de contraventeo, de manera que, para cualquier sentido de las fuerzas sísmicas paralelas a esa línea, cuando menos el 30 %, pero no más del 70 % de la fuerza horizontal total a lo largo de la línea, sea resistida por contraventeos en tensión, a menos que la resistencia disponible de cada contraventeo comprimido sea mayor que la requerida, correspondiente a la combinación de acciones de diseño. Para fines de este requisito, una línea de contraventeo se define como una línea única, o varias paralelas separadas no más del 10 % de la dimensión del edificio perpendicular a ellas.

### 12.3.3.4 Diagonales de contraventeo

Su relación de esbeltez efectiva,  $KL/r$ , no será mayor que  $4\sqrt{EF_y}$

En contraventeos formados por varios perfiles, la relación de esbeltez entre conectores de los elementos que los conforman no será mayor que la mitad de la relación de esbeltez del elemento armado completo. La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual a la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada contraventeo. En el cuarto central del contraventeo no se colocarán esos elementos.

### 12.3.3.5 Fuerza axial máxima que aplican los contraventeos a columnas y vigas

En los contraventeos en tensión,  $P = R_y F_y A_y$ , y en los comprimidos,  $P = 0.3R_c$ . Se toma la fuerza que produzca el valor más desfavorable para el diseño del elemento que recibe la diagonal (columna, placa de conexión, etc.).

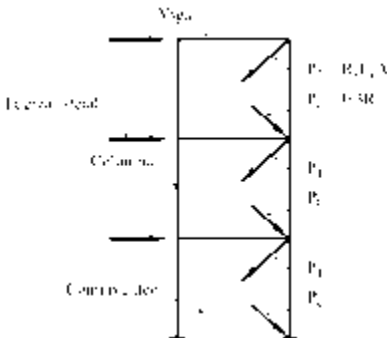


Figura 12.3.15 Fuerza máxima que producen los contraventeos en tensión y en compresión

### 12.3.3.5.1 Resistencia

#### 12.3.3.5.2 Diagonales de contraventeo

La resistencia esperada en tensión,  $R_p$ , de un contraventeo es  $R_y F_y A_t$ .

La resistencia esperada en compresión,  $R_c$ , de un contraventeo es igual a la menor de las cantidades  $R_y F_y A_t$  y  $1.14 F_n A_p$ , donde  $F_n$  se calcula como se indica en el Capítulo 5, sustituyendo en las ecuaciones pertinentes  $F_y$  por  $R_y F_y$ .

La resistencia posterior al pandeo es, como máximo, igual a 0.3 veces la resistencia esperada del contraventeo comprimido.

#### 12.3.3.5.3 Conexiones de las diagonales de contraventeo

La excentricidad máxima permitida será igual a la mitad del peralte de la viga a la que se une la diagonal. Sin embargo, puede aumentarse hasta el peralte completo si no cambia la fuente esperada de capacidad de deformación inelástica.

La resistencia de las conexiones será la indicada en los siguientes incisos.

*a) Resistencia requerida. Las conexiones de los contraventeos tendrán una resistencia no menor que la más pequeña de:*

*1) La resistencia esperada en tensión del elemento de contraventeo, igual a  $R_y F_y A_t$ .*

*2) La fuerza máxima, obtenida en el análisis, que puede ser transmitida al contraventeo.*

*b) Resistencia en tensión. La resistencia de diseño en tensión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en los estados límite de fractura en la sección neta (inciso 4.2b) y de ruptura en bloque por cortante y tensión (inciso 10.4.3), será igual o mayor que la resistencia requerida determinada en el inciso 12.3.3.5.2a.*

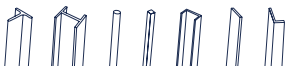
*c) Resistencia en compresión. La resistencia de diseño en compresión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en un estado límite de pandeo, será igual o mayor que la resistencia requerida en compresión definida en el inciso 12.3.3.5.2 tomando en cuenta en el cálculo de  $F_n$  el esfuerzo de fluencia esperado,  $R_y F_y$ .*

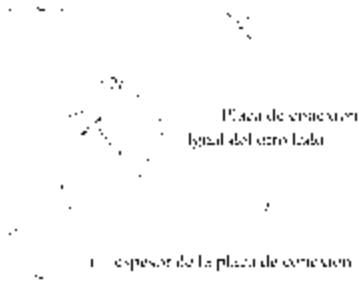
*d) Resistencia en flexión. La resistencia de diseño en flexión de la conexión en la dirección en que se pandeará el contraventeo será igual o mayor que la resistencia requerida del contraventeo flexionado alrededor del eje de pandeo, multiplicada por  $1.1$ ,  $(1.1R_y M_p)$ .*

*e) En el diseño de las placas de conexión deben considerarse sus posibles formas de pandeo.*

*f) Su geometría debe cumplir el requisito indicado en la figura 12.3.16.*

*g) No debe utilizarse una combinación de tornillos y soldaduras para resistir las fuerzas en la conexión.*





*Figura 12.3.16 Geometría requerida de la placa de conexión*

#### 12.3.3.5.4 Empalmes de columnas

Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 % de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados. Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

La resistencia requerida en cortante será  $\sum M_{pc} / H_c$

#### 12.3.3.6 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales

Las vigas a las que se unen los contraventeos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) Ser continuas entre columnas.
- 2) Resistir los efectos de todas las cargas gravitacionales tributarias, muertas y vivas, suponiendo que el contraventeo no existe.
- 3) Resistir los efectos de las cargas gravitacionales, muertas y vivas, más una carga vertical aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual a  $R_y P_y$  en la diagonal en tensión y máxima de  $0.3R_c$  en la comprimida.

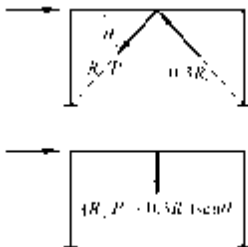


Figura 12.3.17 Fuerzas máximas estimadas en los contraventeos en "V" invertida

4) Soportarse lateralmente para que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad media.

5) Como mínimo, los patines superior e inferior de las vigas deben soportarse lateralmente en el punto de intersección de los contraventeos, con un elemento que soporte una fuerza lateral no menor que el dos por ciento de la resistencia nominal del patín, igual al producto de su área por  $F_y$ , a menos que el miembro tenga resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre los puntos restringidos adyacentes.

### 12.3.3.7 Zonas protegidas

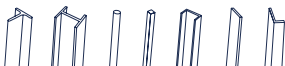
Las zonas protegidas son:

- 1) El cuarto central de los contraventeos.
- 2) Una zona de los contraventeos adyacente a cada conexión, de longitud igual a un peralte del contraventeo en esa zona.
- 3) Los elementos que unen los contraventeos con vigas y columnas.

### 12.3.3.8 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

- a) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.
- b) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.
- c) Soldaduras en conexiones viga columna.



## 12.3.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja (Q=2)

### 12.3.4.1 Diseño

Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos, formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades, es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto. Sin embargo, se admiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, siempre que en el diseño se consideren las fuerzas resultantes en los miembros y las conexiones, y no cambie la fuente de suministro de capacidad de deformación inelástica.

### 12.3.4.2 Análisis

Como se esperan demandas inelásticas limitadas, basta realizar el análisis como se indica en 12.3.3.2.

### 12.3.4.3 Requisitos del sistema

Marcos con contraventeos en V o V invertida.  
Las vigas deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) Ser continuas en la conexión con los contraventeos que están alejados de la conexión viga columna.
- 2) Su resistencia de diseño se obtiene suponiendo que los contraventeos no proporcionan apoyo para las cargas muertas y vivas. En las combinaciones que incluyen sismo sus efectos se obtienen como sigue:

a) Las fuerzas en contraventeos en tensión tendrán el menor de los valores siguientes:

i) Su resistencia esperada de fluencia,  $R_y F_y A_t$

ii) Los valores de diseño obtenidos del análisis

iii) La fuerza máxima que pueda ser desarrollada por el sistema

b) Las fuerzas en las diagonales comprimidas se supondrán iguales a  $0.3R_y$ .

- 3) Se proporcionará restricción lateral, como mínimo, en los puntos de intersección de los contraventeos, a menos que tengan resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre puntos restringidos adyacentes.

### 12.3.4.4 Diagonales de contraventeo

Las diagonales deben satisfacer los requisitos que siguen:

- a) Las relaciones ancho/grueso deben satisfacer los valores para miembros de ductilidad media definidos en la tabla 12.1.2

b) Tener una relación de esbeltez efectiva,  $KL/r$ , no mayor  $4 \sqrt{E/F_y}$

- c) La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual a la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada diagonal. En el cuarto central de la diagonal no se colocarán elementos de sujeción.

### 12.3.5 Marcos con contraenteos concéntricos que trabajan solo en tensión (ductilidad baja, $Q=1$ )

Cuando la rigidez lateral de los marcos es proporcionada únicamente por diagonales de relación de esbeltez que sobrepasa los límites indicados en el inciso 2.3.2, se emplea un factor de comportamiento sísmico unitario ( $Q = 1$ ), y se supone que la diagonal en tensión resiste toda la fuerza sísmica.

El análisis debe ser elástico lineal, teniendo en cuenta que las diagonales no resisten compresiones.

### 12.3.6 Contraenteos en estructuras cuyo diseño queda regido por viento

En estructuras de un piso, cuyo diseño quede regido por viento, se permite utilizar contraenteos que trabajen exclusivamente en tensión.

## 12.4 Marcos con tableros de placa dúctiles (ductilidad alta, $Q=4$ )

### 12.4.1 Bases de diseño

Esta sección se aplica a marcos que tienen placas de acero delgadas conectadas a las vigas y a las columnas, en algunos de los tableros que los forman.

Se espera que los marcos con tableros de placa dúctiles (TPD) diseñados siguiendo estas Normas tendrán una capacidad de deformación inelástica significativa, obtenida principalmente por fluencia de la placa y por formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos horizontales de borde (EHB).

### 12.4.2 Análisis

Se considerará que las placas de los TPD no resisten cargas gravitacionales. En lo que sigue se utilizan las palabras “placas” o “almas”.

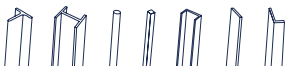
Para determinar las fuerzas sísmicas se hará un análisis en el que se supondrá que todas las almas resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en tensión con un ángulo  $\alpha$ , de acuerdo con lo establecido en el inciso 12.4.4.2, y que los EHB resisten, en cada extremo, fuerzas debidas a flexión, iguales a  $1.1 R_y M_p$ . Se supone que las almas trabajan en tensión, despreciando los efectos de las cargas gravitacionales.

El esfuerzo de fluencia esperado en el alma se tomará igual a  $R_y F_y$ . Si se emplean tableros perforados, el esfuerzo efectivo de tensión esperado se obtendrá de acuerdo con el inciso 12.4.6.

### 12.4.3 Requisitos del sistema

#### 12.4.3.1 Rigidez de los elementos de borde, verticales (EVB) y horizontales (EHB)

Los elementos verticales de borde (EVB) tendrán un momento de inercia alrededor de un eje perpendicular al plano del alma,  $I_c$ , no menor de  $0.003I_t h^2/L$ . El momento de inercia de los elementos horizontales de borde (EHB), en el mismo plano,  $I_e$ , no será menor que  $0.003I_t^2/h$  veces la diferencia del espesor de las placas del alma encima y debajo de ellos.





$I_v$	momento de inercia de un EHB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
$I_c$	momento de inercia de un EVB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
$L$	distancia entre ejes de los EVB
$h$	distancia entre ejes de los EHB
$t_a$	espesor del alma

### 12.4.3.2 Relación de momentos en la conexión entre EVB y EHB

Se deben satisfacer los requisitos del inciso 12.2.1.5 para la relación de momentos en todas las conexiones entre EVB y EHB, sin considerar los efectos en las almas.

### 12.4.3.3 Contraventeo

Los EHB se contraventearán para que satisfagan los requisitos del inciso 12.1.2.3 para miembros de ductilidad media.

### 12.4.3.4 Aberturas en el alma

Las aberturas en el alma estarán provistas, en todos sus lados, de elementos de borde intermedios que abarquen el ancho y la altura total del panel, a menos que se permita su ausencia de acuerdo con el inciso 12.4.6, o que se demuestre, experimental o analíticamente, que no son necesarios.

## 12.4.4 Miembros

### 12.4.4.1 Requisitos básicos

Los EHB, los EVB y los elementos de borde intermedios, deben satisfacer los requisitos de la sección 12.1 para miembros de ductilidad alta.

### 12.4.4.2 Almas

La resistencia de diseño en cortante del panel,  $F_R V_n$ , correspondiente al estado límite de fluencia por cortante, se determina con las expresiones siguientes:

$$V_n = 0.42F_y t_a L_{pc} \text{sen}2\alpha \quad (12.4.1)$$

$F_R = 0.90$

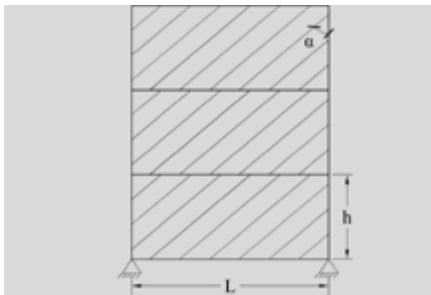
$L_{pc}$	distancia libre entre los patines de los EVB
$t_a$	espesor del alma
$\alpha$	ángulo de fluencia del alma, en grados, medido con respecto a la vertical. El ángulo $\alpha$ se puede tomar igual a 40 grados o calcularse con la expresión:

$$\tan^4 \alpha = (1 + (t_a L)/(2A_c)) / (1 + t_a h (1/A_v + I^2/(360I_c L))) \quad (12.4.2)$$

$A_v$	área de la sección transversal de un EHB
$A_c$	área de la sección transversal en un EVB

*Nota: Las fuerzas cortantes laterales son resistidas por campos de tensión diagonal que se desarrollan en las almas, en la dirección  $\alpha$  definida por la ecuación 12.4.2. Cuando los elementos de borde de un panel de alma no son idénticos, en esa ecuación puede tomarse  $A_v$  igual al promedio de las áreas de los dos EHB, y los promedios de las áreas y de los momentos de inercia para los EVB.*

La resistencia en cortante plástico se determina dividiendo, para fines de análisis, cada panel de alma en un mínimo de 10 franjas, de anchos iguales, supuestas articuladas en los dos extremos, con la inclinación definida por el ángulo  $\alpha$ .



**Figura 12.4.1** Modelo de franjas en unas placas de un TPD

### 12.4.4.3 Zonas protegidas

Las zonas protegidas de un tablero de placa dúctil deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.1. Incluyen las partes siguientes:

- 1) *Almas de los tableros.*
- 2) *Elementos que unen las almas con los elementos verticales y horizontales de borde.*
- 3) *Las zonas en las que se forman las articulaciones plásticas en cada extremo de los EHB, en una región que abarca desde el paño de la columna hasta una distancia igual a un peralte de la trabe, o como se especifique en el inciso 12.1.6.1.*

### 12.4.5 Conexiones

#### 12.4.5.1 Soldaduras de demanda crítica

Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.6.2.

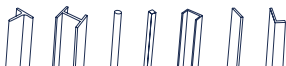
- 1) *Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas.*
- 2) *Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.*
- 3) *Soldaduras de las conexiones entre los elementos de borde verticales y horizontales*

#### 12.4.5.2 Conexiones entre EVB y EHB

Deben satisfacerse los requisitos del inciso 12.2.3.5.

- 1) *Resistencia requerida*

*Para obtener la carga sísmica se sumarán el cortante de la resistencia a flexión de la viga,  $V_f$  (ecuación 12.2.8), y el cortante resultante de la resistencia esperada de fluencia en tensión diagonal del alma, con una inclinación dada por el ángulo  $\alpha$ .*



## 2) Zonas de panel (zona común de viga y columna)

La zona del panel del EVB adyacente a los EHB superior e inferior debe cumplir los requisitos del inciso 12.2.1.7.

### 12.4.5.3 Conexiones del alma a los elementos de borde

La resistencia requerida de las conexiones del alma a los elementos de borde verticales y horizontales que la rodean será igual a la resistencia de fluencia en tensión del alma calculada con el ángulo  $\alpha$ .

### 12.4.5.4 Empalmes de columnas

Se diseñarán para resistir, al menos, el 50 % de la menor resistencia en flexión disponible de los miembros conectados. La resistencia requerida en cortante,  $V_n$ , se obtendrá como se indica en el inciso 12.1.5.3.

## 12.4.6 Almas perforadas

### 12.4.6.1 Perforaciones circulares con distribución regular

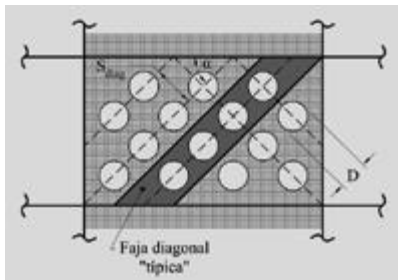


Figura 12.4.2 Detalle esquemático de una placa perforada y una faja diagonal típica

Los agujeros se distribuirán de manera regular, serán circulares y del mismo diámetro, y se harán en toda el área del alma, colocados sobre diagonales con el mismo ángulo de inclinación respecto a la vertical. Los bordes de los agujeros tendrán una rugosidad no mayor que 13 micras.

#### 12.4.6.1.1 Resistencia

La resistencia de diseño en cortante del alma del tablero,  $F_R V_n$ , correspondiente al estado límite de fluencia por cortante en un alma perforada, se obtiene con la expresión:

$$V_n = 0.42F_y t_a L_{pc} \left( 1 - \frac{0.7D}{S_{diag}} \right) \quad (12.4.3)$$

$F_R = 0.9$	
$D$	diámetro de los agujeros
$L$	distancia libre entre los patines de los EVB
$S_{diag}^{pc}$	distancia mínima entre centros de agujeros
$t_a$	espesor del alma

### 12.4.6.1.2 Separación

La separación  $S_{diag}$  entre agujeros no será menor que  $1.67D$ .

La distancia entre los primeros agujeros y las conexiones del alma con los elementos de borde verticales y horizontales será por lo menos igual a  $D$ , pero sin exceder de  $D + 0.7S_{diag}$ .

### 12.4.6.1.3 Rigidez

La rigidez de las placas perforadas regularmente se calcula empleando un espesor efectivo de la placa,  $t_{ef}$ , dado por:

$$t_{ef} = \frac{I - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right)}{I - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right) \left( I - \frac{N_r D \sin(\alpha)}{H_c} \right)} t_a \quad (12.4.4)$$

$H_c$	altura libre de la columna (y de la placa de alma) entre los patines de la viga.
$N_r$	número de filas horizontales de perforaciones.
$\alpha$	ángulo de las líneas más cortas entre centros de agujeros con respecto a la vertical, en grados.

### 12.4.6.1.4 Esfuerzos efectivos esperados de tensión

El esfuerzo efectivo esperado de tensión que se usará para el análisis, en lugar del indicado en el inciso 12.4.2, será  $R_y F_y (1 - 0.7D/S_{diag})$ .

### 12.4.6.2 Cortes de esquina reforzados

Se permiten cortes en forma de un cuarto de círculo en las esquinas de las almas, siempre que éstas se conecten a una placa en arco que siga el borde de los cortes. Las placas se diseñan para que permitan el desarrollo de la resistencia total del alma, y mantengan su resistencia durante las distorsiones de entrepiso de diseño. Esto se logra si se satisfacen las condiciones siguientes.

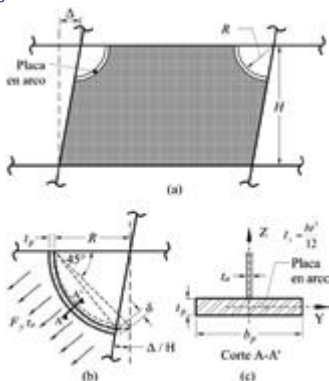
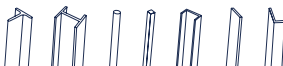


Figura 12.4.3 a) Alma con corte de esquina reforzado; b) Esquema de la deformación de la esquina; c) Detalle de la placa en arco utilizada para reforzar el corte.



### 12.4.6.2.1 Diseño por tensión

La placa en arco tendrá la resistencia disponible necesaria para resistir la fuerza de tensión axial resultante de la tensión en la placa del alma, sin considerar otras fuerzas.

$$P_u = (R_y F_y t_a R^2) / 4e \quad (12.4.5)$$

$R$  radio de los cortes

$$e = R (1 - \sqrt{2}/2) \quad (12.4.6)$$

Los EHB y los EVB se diseñan para resistir las fuerzas de tensión axial que actúen en el extremo del elemento de refuerzo en arco.

### 12.4.6.2.2 Diseño para las fuerzas en la conexión viga-columna

La placa en arco tendrá la resistencia admisible necesaria para resistir los efectos combinados de fuerza axial y momento en el plano del alma, resultantes de la deformación de la conexión, en ausencia de otras fuerzas. La fuerza y el momento son:

$$P_u = (I5EI_y) / (I6e^2) (\Delta / H) \quad (12.4.7)$$

$$M_u = P_u e \quad (12.4.8)$$

$H$	altura del entrepiso
$I_y$	momento de inercia de la placa en arco alrededor del eje $Y$
$\Delta$	distorsión de diseño del entrepiso

## 12.5 Marcos rígidos compuestos

### 12.5.1 Marcos compuestos de ductilidad alta (Q=4)

#### 12.5.1.1 Requisitos generales

Los marcos rígidos compuestos con ductilidad alta deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

Además de cumplir con los requisitos de marcos compuestos de ductilidad media (inciso 12.5.2) y baja (inciso 12.5.3), se deben satisfacer los de esta sección.

#### 12.5.1.2 Bases de diseño

Los marcos compuestos de ductilidad alta se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas moderadas por cortante en la zona del panel de acero de las conexiones. Para ello, se debe garantizar que la resistencia de diseño efectiva de las columnas deba ser mayor que la resistencia plástica de las vigas. Solo se permite plastificación de las columnas en la base.

#### 12.5.1.3 Análisis

Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos de ductilidad alta se calculan con  $Q = 4$ , con los métodos que se estipulan en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada

agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión,  $EI_f$  calculada con la ecuación 9.2.36.

## 12.5.1.4 Requisitos del sistema

### 12.5.1.4.1 Relaciones ancho/grueso

Las relaciones ancho/grueso de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad alta no deben exceder el límite  $\lambda_{dm}$  de la tabla 12.1.2. Para elementos de acero completamente embebidos en concreto diseñados para ductilidad alta no deben exceder el límite  $\lambda_{dm}$  de la tabla 12.1.2.

### 12.5.1.4.2 Unión viga columna

Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben diseñarse con una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas que concurren en el mismo nudo. Para ello, debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pv}^* > 1.0 \quad (12.5.1)$$

$\Sigma M_{pc}^*$  suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial.

$\Sigma M_{pv}^*$  suma de los momentos resistentes esperados de las vigas de acero o compuestas que llegan a la junta.

La revisión anterior no es necesaria en los nudos de azotea, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño  $P_u < 0.1P_R$ .

Los momentos resistentes anteriores se calculan en la intersección de los ejes de vigas y columnas. Si los ejes de las vigas que llegan al nudo no coinciden, se considera la línea media entre ellos.

El momento resistente nominal de columnas de acero se determina usando la ecuación 12.2.4. Para columnas de concreto reforzado, el momento resistente se determina como lo indican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Para columnas compuestas se determina con la ecuación:

$$M_{pc}^* = M_R \left( \frac{R_c - P}{R_c - R_{cc}} \right) \leq M_R \quad (12.5.2)$$

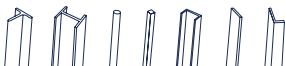
$M_R$  momento resistente de diseño de la sección en flexión pura (ecuación 9.2.22)  
 $R_c$  resistencia axial de diseño de la columna en compresión, reducida por estabilidad (ecuación 9.2.1)  
 $R_{cc}$  resistencia axial nominal de la sección de concreto, reducida por estabilidad (ecuación 9.2.25)

Conservadoramente, el momento resistente de la columna de acero, de concreto o compuesta se puede determinar con la ecuación siguiente:

$$M_{pc}^* = M_u (1 - P_u / P_u) \quad (12.5.3)$$

El momento resistente esperado en las vigas, en la intersección de sus ejes con los de las columnas, se puede determinar con la ecuación:

$$M_{pv}^* = M_{pc} + M_{uv} \quad (12.5.4)$$



$M_{pe}$  resistencia plástica esperada de la viga, igual a  $M_{pe} = I_y R_y Z F_y$  para una viga de acero. Para una viga compuesta, la resistencia puede determinarse con el método de distribución plástica de los esfuerzos o el de compatibilidad de deformaciones. En cualquier caso, se deben usar resistencias máximas esperadas de los materiales (por ejemplo, el esfuerzo máximo esperado del acero estructural y de refuerzo es  $F_{ye} = I_y R_y F_y$ ).

$M_{uv}$  momento adicional que produce en el eje de la columna el cortante esperado en la articulación plástica de la viga.

Alternativamente, el momento resistente esperado de vigas compuestas se puede determinar con la ecuación:

$$\Sigma M_{pe}^* R_y (M_n^+ + M_n^-) \quad (12.5.5)$$

$R_y$  sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual a 1.25 de acuerdo con la tabla 12.1.1

$M_n^+$  resistencia a momento nominal positivo de la viga compuesta

$M_n^-$  resistencia a momento nominal negativo de la viga compuesta

### 12.5.1.4.3 Arriostramiento de vigas

Las vigas de acero o compuestas de ductilidad alta deben estar arriostradas debidamente y satisfacer los requisitos de los incisos 12.5.2 y 12.5.3, además de los requisitos adicionales siguientes:

a) *La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe ser mayor que:*

$$L_u = 0.086 r_y E / F_y \quad (12.5.6)$$

*Si las vigas están embebidas en concreto, la determinación de  $r_y$  en el plano de pandeo se hará con la sección transformada elástica.*

b) *Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostrados lateralmente, o toda la sección transversal estar arriostrada torsionalmente.*

*Además, se arriostarán los puntos cercanos a cargas concentradas, cambios de sección transversal, y otros lugares donde el análisis indique que pueden formarse articulaciones plásticas.*

c) *Los arriostramientos laterales tendrán una resistencia  $P_b$ , y una rigidez  $K_b$  mínimas de:*

$$P_b \geq 0.06 M_{pe} / h_o \quad (12.5.7)$$

$$K_b \geq (20M_{pe}) / (F_R L_b h_o) \quad (12.5.8)$$

*Si el arriostramiento es torsional, tendrá una resistencia  $M_b$  mínima de:*

$$M_b \geq 0.06 M_{pe} \quad (12.5.9)$$

$F_R = 0.75$

$h_o$  distancia entre los centros de gravedad de los patines

$M_{pe}$  momento plástico esperado de la viga de acero ( $M_{pe} = R_y F_y Z$ )

## 12.5.1.5 Miembros

### 12.5.1.5.1 Zonas protegidas

Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

*Nota: En general, se supone que las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.*

*Están prohibidos los cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.*

### 12.5.1.5.2 Patines de vigas

Se prohíben cambios abruptos en el área de los patines de la viga de acero en las zonas protegidas.

### 12.5.1.5.3 Detallado de columnas compuestas embebidas

Las columnas compuestas embebidas deben satisfacer las especificaciones del Capítulo 9 de esta Norma.

Adicionalmente, las columnas compuestas embebidas de ductilidad alta deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

a) El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual al 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta.

b) El área de refuerzo transversal deberá ser no menor que:

$$A_{st} \geq 0.09 h_{cc} s \left( I - \frac{F_y A_a}{P_R} \right) \left( \frac{f'_c}{F_{yr}} \right) \quad (12.5.10)$$

$f'_c$  y  $h_{cc}$  resistencia en compresión y peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal

$s$  y  $F_{yr}$  separación y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

$A_a$  y  $F_y$  área y esfuerzo de fluencia del acero estructural

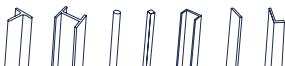
$P_R$  resistencia en compresión de la columna compuesta, que se determina con la ecuación 9.2.1

c) El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados, refuerzo en espiral o zunchos.

d) La separación,  $s$ , del refuerzo transversal en los extremos no será mayor que: (a)  $b_c/4$ , donde  $b_c$  es la dimensión menor de la sección transversal; (b)  $6d_r$ , donde  $d_r$  es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal; (c)  $12d_{tr}$ , donde  $d_{tr}$  es el diámetro del refuerzo transversal; (d) 15 cm.

e) La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud, medida desde el paño inferior de la viga, de: (a) un cuarto de la altura libre de la columna; (b) una vez y media la dimensión mayor de la sección transversal; (c) 75 cm.

f) El refuerzo transversal en la zona del nudo de las columnas compuestas embebidas se puede reemplazar por placas y/o soleras soldadas a las vigas de acero. Si se usan





*placas de altura igual o mayor que el peralte de las vigas, estas placas pueden colocarse a paño de columnas siempre que el acero longitudinal también quede sujeto*

- g) Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En empalmes, cambios de sección, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será igual que la requerida para los extremos.*

*Nota: Las transiciones a elementos de concreto reforzado o de acero estructural, y la zona de transición a la placa base se consideran cambios abruptos.*

#### **12.5.1.5.4 Detallado de columnas compuestas rellenas**

Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer el Capítulo 9 de esta Norma, y los requisitos adicionales siguientes:

##### **12.5.1.5.4.1 Diafragmas o placas de continuidad**

Los diafragmas o placas de continuidad en columnas compuestas rellenas pueden ser interiores o exteriores. En cualquiera de los casos, deben cumplir los requisitos siguientes.

- a) Su grueso será igual o mayor que el del patín más grueso de las vigas de acero que se conecten a la columna.*
- b) Deben soldarse en todo el perímetro de la columna utilizando soldaduras de penetración completa, o de filete en ambos lados de la placa.*

*Nota: Los diafragmas interiores deben tener una abertura circular de tamaño adecuado para el paso de concreto.*

##### **12.5.1.5.4.2 Refuerzo en secciones huecas rectangulares para el concreto en estado fresco**

En las columnas compuestas rellenas, de sección cuadrada o rectangular, deben colocarse refuerzos exteriores temporales durante el colado del concreto fresco, que no se retirarán hasta que el concreto alcance el 70 % de la resistencia de diseño.

#### **12.5.1.6 Conexiones**

##### **12.5.1.6.1 Conexiones viga columna**

Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad alta deben ser rígidas (o conexiones a momento).

Además, las conexiones viga columna deben cumplir los requisitos siguientes:

- a) La conexión deberá ser capaz de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.04 rad.*
- b) La resistencia en flexión de la conexión, medida en el paño de la columna cuando la distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, deberá ser de al menos el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.*

### 12.5.1.6.2 Resistencia requerida en cortante de la conexión

La resistencia requerida en la conexión será la mayor de:

- El cortante obtenido en el análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.*
- La proporcionada por la expresión*

$$V_u = 2 M_{pe} / L_h \quad (12.5.11)$$

$M_{pe}$  momento plástico esperado de la viga, igual a  $M_{pe} = I I R_y Z F_y$  para vigas de acero; y el momento plástico de vigas compuestas puede determinarse con los métodos de la distribución plástica de esfuerzos o de compatibilidad de deformaciones, utilizando la resistencia máxima probable de los materiales

$L_h$  distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga

### 12.5.1.6.3 Empalmes

Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

### 12.5.1.6.4 Placas base

Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Apéndice B de esta Norma.

### 12.5.1.6.5 Soldaduras de demanda crítica

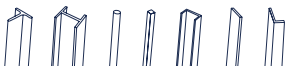
Son las siguientes:

- Todas las de las zonas protegidas.*
- Entre empalmes de columnas.*
- En la conexión de columnas y placas base.*
- De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna.*
- En placas de continuidad.*
- En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas ahogadas.*
- Entre almas de vigas y columnas.*

## 12.5.2 Marcos compuestos de ductilidad media (Q=3)

### 12.5.2.1 Requisitos generales

Los marcos rígidos compuestos de ductilidad media deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.



## 12.5.2.2 Bases de diseño

Los marcos compuestos de ductilidad media se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas moderadas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas menores por cortante en la zona del panel.

## 12.5.2.3 Análisis

Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos de ductilidad media se calcularán con  $Q = 3$ , con los métodos que se estipulen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

## 12.5.2.4 Requisitos del sistema

### 12.5.4.1 Relaciones ancho/groeso

Las relaciones ancho/groeso de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad media no deben exceder el límite  $\lambda_{dm}$  de la tabla 12.1.2.

### 12.5.2.4 Relación de momentos de columnas y vigas

Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben tener una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas. Debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pb}^* \geq 1.0 \quad (12.5.12)$$

Los términos y los momentos resistentes se definen en el inciso 12.5.1.4.2.

No es necesario que esta condición se cumpla en conexiones de columnas con vigas de azotea.

### 12.5.2.4.3 Arriostramiento lateral torsional de vigas

Las vigas de acero de ductilidad media deben cumplir los requisitos del inciso 12.5.3 y las condiciones adicionales:

a) *La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe exceder de:*

$$L_u = 0.17r_y E / F_y \quad (12.5.13)$$

b) *Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostrados lateralmente, o toda la sección transversal estará arriostrada torsionalmente.*

c) *Los arriostramientos laterales tendrán una resistencia  $P_b$  y una rigidez  $K_b$  mínimas de:*

$$P_b \geq 0.02 M_{pc} / h_o \quad (12.5.14)$$

$$K_b \geq 10 M_{pc} / F_R L_b h_o \quad (12.5.15)$$

d) *Si el arriostramiento es torsional, tendrá una resistencia  $M_b$  mínima de:*

$$M_b \geq 0.024 M_{pc} \quad (12.5.16)$$

## 12.5.2.5 Miembros

### 12.5.2.5.1 Detallado de columnas compuestas embebidas

Las columnas compuestas embebidas de ductilidad media deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

- a) El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual al 1 % del área total de la sección transversal compuesta.
- b) El concreto que recubre al perfil de acero debe estar reforzado por barras longitudinales continuas y refuerzo transversal compuesto por estribos o espirales.
- c) La separación,  $s$ , del refuerzo transversal en los extremos de las columnas no será mayor que: (a)  $b_c/2$ , donde  $b_c$  es la dimensión menor de la sección transversal; (b)  $8d_r$ , donde  $d_r$  es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal; (c)  $24d_{tr}$ , donde  $d_{tr}$  es el diámetro del refuerzo transversal; (d) 30 cm.
- d) La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud medida desde el paño inferior de la viga, de: (a) un sexto de la altura libre de la columna; (b) la dimensión mayor de la sección transversal; (c) 45 cm.
- e) Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En el caso de columnas conectadas a elementos rígidos, tal como muros de cortante o contravientos, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será, en toda la columna, igual que el requerido para los extremos.

### 12.5.2.5.2 Detallado de columnas compuestas rellenas

Se cumplirán los requisitos del inciso 12.5.1.

### 12.5.2.5.3 Conexiones viga columna

Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad media deben ser rígidas (o conexiones que resisten momento).

Además, deben cumplir los requisitos siguientes:

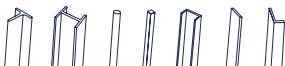
- a) Serán capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03 rad.
- b) Su resistencia en flexión medida en el eje de la columna cuando la distorsión de entrepiso es no menor de 0.03 rad será, como mínimo, el 80 por ciento del momento plástico de diseño de la viga conectada.

### 12.5.2.5.4 Resistencia requerida en cortante de la conexión

La resistencia requerida en las vigas en la conexión será la mayor de:

- a) La fuerza cortante obtenida en el análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- b) La proporcionada por la expresión

$$V_u = 2 M_{pc} / L_h \quad (12.5.17)$$



$M_{pe}$	momento plástico esperado de la viga igual a $1.1R_y M_p$
$L_h$	distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga.

### 12.5.2.5.5 Empalmes

Se deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

### 12.5.2.5.6 Placas base

Se deben satisfacer los requisitos del Apéndice B de la presente Norma.

### 12.5.2.5.7 Zonas protegidas

Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

*Nota: En general, las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.*

No se permiten cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

### 12.5.2.5.8 Soldaduras de demanda crítica

Son las siguientes:

- Entre empalmes de columnas.
- En la conexión de columnas y placas base.
- De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna.
- En placas de continuidad.
- En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas embebidas.
- Entre almas de vigas y columnas.

## 12.5.3 Marcos compuestos de ductilidad baja (Q=2)

### 12.5.3.1 Requisitos generales

Los marcos rígidos compuestos de ductilidad baja deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

### 12.5.3.2 Bases de diseño

Los marcos compuestos de ductilidad baja se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas limitadas por flexión de las vigas y por cortante en la zona del panel.

### 12.5.3.3 Análisis

Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos de ductilidad baja se calculan con  $Q = 2$ , con los métodos que se estipulen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Para él, pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión, ( $EI_f$ ), calculada con la ecuación 9.2.36.

### 12.5.3.4 Requisitos del sistema

#### 12.5.3.4.1 Relaciones ancho/grueso

Las relaciones ancho/grueso de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para desarrollar una ductilidad baja no deben exceder el límite  $\lambda_{dm}$  de la tabla 12.1.2. Esto no se requiere en elementos de acero completamente embebidos en concreto.

### 12.5.3.5 Miembros

#### 12.5.3.5.1 Detallado de columnas compuestas embebidas

El componente de acero estructural de columnas compuestas embebidas de ductilidad baja deberá satisfacer los requisitos del Capítulo 9 de la presente Norma.

#### 12.5.3.5.2 Detallado de columnas compuestas rellenas

Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer los requisitos del Capítulo 9.

##### 12.5.3.5.2.1 Diafragmas o placas de continuidad

Ver inciso 12.5.1.5.4.1.

##### 12.5.3.5.2.2 Refuerzo para concreto en estado fresco

Ver inciso 12.5.1.5.4.2.

### 12.5.3.6 Conexiones

#### 12.5.3.6.1 Conexiones viga columna

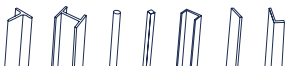
Todas las conexiones viga columna en marcos compuestos de ductilidad baja deben ser rígidas (o conexiones resistentes a momento).

Adicionalmente, las conexiones viga columna han de cumplir con los requisitos siguientes:

- a) *Deberán ser capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.02 rad.*
- b) *Su resistencia en flexión, medida en el paño de la columna, cuando una distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, será, como mínimo, igual al 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.*

#### 12.5.3.6.2 Cortante requerido

La resistencia en cortante en una columna compuesta se determina con un análisis elástico de segundo orden, como se indica en el Capítulo 2.



### 12.5.3.6.3 Empalmes

Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

### 12.5.3.6.4 Placas base

Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Apéndice B de esta Norma.

### 12.5.3.6.5 Zonas protegidas

No hay zonas protegidas.

### 12.5.3.6.6 Soldaduras de demanda crítica

No hay soldaduras de demanda crítica.

## 12.5.4 Marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad alta ( $Q=4$ )

### 12.5.4.1 Requisitos generales

Los marcos con conexiones semirrígidas compuestas deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones semirrígidas compuestas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas o de acero.

*Nota: Como se ilustra en la tabla 12.5.1, un tipo de conexión viga columna compuesta del tipo semirrígida compuesta consiste en componentes de acero de asiento (ángulo, T, u otros similares) atornillados o soldados en el patín de la columna y el patín inferior de la viga, y sobre el patín superior una losa de concreto con acero de refuerzo especial que trabaja conjuntamente con la viga de acero.*

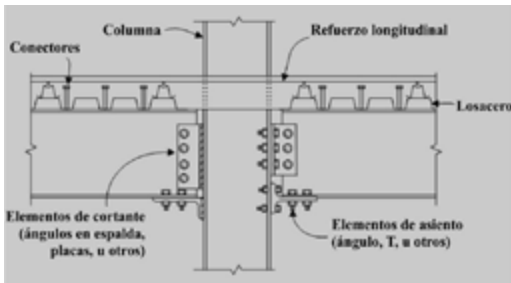


Figura 12.5.1 Conexión semirrígida compuesta

## 12.5.4.2 Bases de diseño

Los marcos rígidos con conexiones semirrígidas compuestas se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, principalmente a través de la fluencia de los componentes dúctiles de la conexión y en la zona del panel. También se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de los elementos de la conexión, la zona del panel, las placas de continuidad o diafragmas, deben de satisfacer los requisitos de la sección 12.1.

### 12.5.4.2.1 Limitaciones

El uso de marcos con conexiones semirrígidas compuestas se debe limitar a las construcciones regulares del grupo B, de no más de 4 pisos o 12 m, localizadas en las zonas firme y de transición.

### 12.5.4.3 Análisis

La viga compuesta, la flexibilidad de la conexión, y los efectos  $P\Delta$  deben considerarse en el análisis de segundo orden para determinar las propiedades dinámicas, la resistencia y la deformación inelástica de los marcos con conexiones semirrígidas compuestas.

*Nota: Es deseable también modelar la zona del panel como otro elemento inelástico.*

#### 12.5.4.3.1 Viga compuesta

El análisis debe de considerar la rigidez de la viga compuesta. La rigidez de la viga compuesta en el análisis puede determinarse con un momento de inercia efectivo a partir del análisis de la sección transversal.

#### 12.5.4.3.2 Relación de momentos entre columna y la conexión semirrígida compuesta

En el análisis de la estructura, se debe considerar la respuesta inelástica  $M-\theta$  de la conexión que se obtenga experimentalmente o, alternativamente, se pueden utilizar la ecuación siguiente.

$$M_n = C_1 (1 - e^{-c_2 \theta}) + (C_3 + C_4) \theta \quad (12.5.18)$$

En el caso de momento positivo, con la losa de concreto trabajando en compresión:

$$C_1 = 0.24F_y (d + Y_3) (0.48A_{wt} + A_t) \quad (12.5.19)$$

$$C_2 = 0.21 (d + Y_3 / 2)$$

$$C_3 = 0.01F_y (d + Y_3)(A_{wt} + A_t)$$

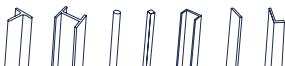
$$C_4 = 0.0065F_y (d + Y_3) A_{wt}$$

$$C_1 = 0.18(4F_{yr} A_s + 0.857 F_y A_t) (d + Y_3) \quad (12.5.20)$$

$$C_2 = 0.775$$

$$C_3 = 0.007F_y (d + Y_3)(A_{wt} + A_t)$$

$$C_4 = 0$$





En el caso de momento negativo, con las barras de refuerzo trabajando en tensión:

### 12.5.4.4 Requisitos del sistema

#### 12.5.4.4.1 Unión conexión - columna

Se debe garantizar que la resistencia nominal a flexocompresión de las columnas es mayor que la resistencia esperada de las conexiones semirrígidas compuestas con la siguiente ecuación.

$$\sum M_{pc}^* / \sum M_{csc}^* \geq 1.0 \quad (12.5.21)$$

$\sum M_{pc}^*$  suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial.

Si las columnas son compuestas, su resistencia se determina como se indica en el inciso 12.5.1; si son de concreto, se utilizan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$\sum M_{csc}^*$  suma de los momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a la junta.

Los momentos resistentes anteriores se calculan en el paño de los ejes de vigas y columnas. La revisión anterior no es necesaria en los nodos de azotea, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño  $P_u < 0.1P_R$ .

El momento resistente de la columna debe determinarse considerando su interacción con la máxima carga axial última de compresión,  $P_u$ , y las dimensiones y resistencias nominales de los materiales. Conservadoramente, el momento resistente de la columna se puede determinar con la siguiente ecuación.

$$M_{pc}^* = M_{pc} (1 - P_u / P_R) \quad (12.5.22)$$

El momento resistente esperado en las conexiones semirrígidas compuestas, en la intersección del paño con los de las columnas, se puede determinar con la ecuación:

$$M_{csc}^* = R_y (M_{csc}^+ + M_{csc}^-) \quad (12.5.23)$$

$R_y$  sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual a 1.25 de acuerdo con la tabla 12.1.1.

$M_{csc}^+$  resistencia a momento positivo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ecuación 12.5.18.

$M_{csc}^-$  resistencia a momento negativo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ecuación 12.5.18

#### 12.5.4.4.2 Unión conexión - viga

La resistencia de la conexión semirrígida compuesta a flexión positiva y negativa debe ser menor a la resistencia plástica de la viga que conecta, pero no menor que el 50 por ciento de esta resistencia.

### 12.5.4.5 Miembros

#### 12.5.4.5.1 Columnas

Las columnas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

## 12.5.4.5.2 Vigas

Las vigas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

### 12.5.4.5.2.1 Zonas protegidas

Todos los componentes de la conexión semirrígida compuesta, que incluyen los elementos de asiento, los tornillos en la conexión, y las barras de refuerzo, conforman la zona protegida.

## 12.5.4.6 Conexiones

Las conexiones semirrígidas compuestas deben cumplir los requisitos del inciso 12.5.1, y los de la presente sección.

### 12.5.4.6.1 Resistencia requerida

La demanda o resistencia requerida de la conexión semirrígida compuesta debe determinarse de un análisis de segundo orden que considere la flexibilidad de las conexiones.

### 12.5.4.6.2 Conexiones viga-columna

La conexión semirrígida compuesta debe garantizar los siguientes requisitos:

- a) La conexión es capaz de resistir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03.
- b) La resistencia a flexión de la conexión a una rotación de 0.02 rad, en el paño de la columna, es mayor que  $0.5M_p$ , donde  $M_p$  es el momento plástico nominal de la viga de acero que conecta.

En la zona de la conexión, las vigas deben tener una zona maciza mínima de 350 mm medida a partir del paño de la columna.

*Nota: La figura 12.5.2 ilustra la zona maciza requerida con un sistema de piso con losa de concreto sobre lámina acanalada.*

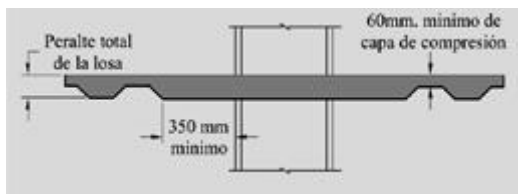
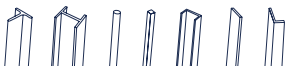


Figura 12.5.2 Conexión semirrígida compuesta

La losa debe estar reforzada con barras longitudinales y transversales, con al menos 3 barras a cada lado de la columna con longitud mínima de  $\frac{1}{4}$  del claro de la losa extendiéndose más allá del punto de inflexión de la viga a cada lado del eje de la columna; al menos dos barras deben ser continuas. Todo el refuerzo debe tener un recubrimiento de 25 mm con respecto al lecho superior de la losa.



---

### 12.5.4.6.3 Empalmes

---

Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos del inciso 12.1.5.

---

### 12.5.4.6.4 Placas base

---

Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Apéndice B.

---

## 12.6 Marcos compuestos con contraventeos

---

Esta sección proporciona requisitos mínimos para el análisis y diseño de elementos compuestos y sus conexiones en marcos provistos de contravientos concéntricos, excéntricos o restringidos al pandeo. Es aplicable a marcos con contraventeos que cuentan con algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta.

---

### 12.6.1 Marcos con contraventeos excéntricos (Q=4)

---

#### 12.6.1.1 Requisitos generales

---

Los marcos compuestos con contraventeos excéntricos están formados por columnas compuestas embebidas o rellenas, vigas de acero o compuestas, contraventeos de acero o compuestos rellenos, y eslabones de acero estructural. El eslabón debe tener la resistencia adecuada y una alta capacidad de deformación inelástica por fluencia en flexión o cortante, mientras que los demás elementos se deben mantener elásticos.

---

#### 12.6.1.2 Bases de diseño

---

Se espera que los marcos compuestos diseñados con estas Normas proporcionen una capacidad significativa de deformación inelástica, principalmente por fluencia en cortante o flexión de los eslabones.

---

#### 12.6.1.3 Análisis

---

El análisis debe satisfacer los requisitos que se indican en el inciso 12.3.1.1.

---

#### 12.6.1.4 Requisitos del sistema

---

Los requisitos del sistema deben satisfacer los que se indican en el inciso 12.3.1.2.

---

#### 12.6.1.5 Miembros

---

Deben satisfacer los requisitos de los incisos 12.3.1.2 a 12.3.1.5.

---

#### 12.6.1.6 Conexiones

---

Deben satisfacer los requisitos que se indican en el inciso 12.3.1.6, excepto si se indica otra cosa en esta sección.

---

### 12.6.1.6.1 Conexiones viga columna

Cuando un contraviento o placa se conecta en la viga y en la columna, la conexión debe estar en alguno de los casos siguientes:

- a) *Conexión viga columna rígida que cumpla los requisitos de la sección 12.3.*
- b) *Conexión viga columna simple que cumpla los requisitos de la sección 12.3; la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con la sección 12.1 de esta Norma.*
- c) *Conexión viga columna semirrígida, en donde la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad. Además, se debe cumplir con el inciso 12.5.4 de esta Norma.*

### 12.6.1.6.2 Empalmes de columnas

Se deben cumplir los requerimientos del inciso 12.1.5.

## 12.6.2 Marcos compuestos con contraventeos restringidos al pandeo ( $Q=4$ )

Los marcos con contraventeos restringidos al pandeo que contengan algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta deben cumplir todos los requisitos del inciso 12.3.2 para marcos de acero con contraventeos restringidos al pandeo.

## 12.6.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta ( $Q=3$ )

### 12.6.3.1 Requisitos generales

Esta sección se aplica a marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta, formados por columnas, vigas y diagonales de acero o compuestas que se unen sin excentricidades.

### 12.6.3.2 Bases de diseño

Se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones en marcos compuestos con contraventeos de ductilidad alta se diseñen y detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas significativas, por fluencia y pandeo de las diagonales, y fluencia de las placas de conexión entre ellos.

### 12.6.3.3 Análisis

El análisis de marcos compuestos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta debe cumplir los requisitos del inciso 12.3.3.

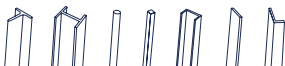
### 12.6.3.4 Requisitos del sistema

El sistema debe cumplir los requisitos de análisis y diseño para marcos de acero con contraventeos concéntricos de ductilidad alta del inciso 12.3.3.

### 12.6.3.5 Miembros

#### 12.6.3.5.2.1 Requisitos básicos

Las columnas y los contraventeos de acero o compuestos deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad alta. Las vigas de acero o compuestas deben cumplir los requisitos del inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad media.





## 12.6.4 Marcos con contraenteos concéntricos de ductilidad baja (Q=2)

### 12.6.4.1 Bases de diseño

Se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones se diseñen y detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas limitadas, por fluencia y pandeo de las diagonales, y fluencia de las placas de conexión entre ellos.

### 12.6.4.2 Análisis

El análisis debe realizarse como se indica en el Capítulo 2.

### 12.6.4.3 Requisitos del sistema

Ningún requisito adicional.

## 13. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

### 13.1 Planos y dibujos

En los planos de fabricación (también conocidos como planos de taller o de detalle) se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los diversos elementos estructurales con sus respectivas marcas, así como su orientación.

Tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades, su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc. Cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra.

Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna y en su elaboración se tendrán en cuenta los factores de rapidez y economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso.

### 13.2 Fabricación

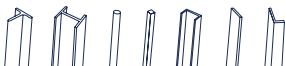
#### 13.2.1 Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 923 K (650°C).

Los procedimientos anteriores pueden utilizarse también para dar contraflecha a elementos estructurales que la requieran.

#### 13.2.2 Cortes

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra, soplete con mezcla de oxígeno y gas o equipos de plasma, preferentemente de alta definición para evitar cortes con inclinación en el espesor del material; estos dos últimos se harán, de preferencia, guiados mecánicamente. Los



cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 25 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación.

### 13.2.3 Estructuras soldadas

Las técnicas de soldadura, mano de obra, apariencia y calidad de las soldaduras y los métodos utilizados para corregir defectos, estarán de acuerdo con la última versión del "Structural Welding Code-Steel" AWS D1.1, o, en su caso, AWS D1.5, de la Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society).

#### 13.2.3.1 Preparación del material

Las superficies en que se vaya a depositar la soldadura estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, un recubrimiento anticorrosivo delgado, o un compuesto para evitar las salpicaduras de soldadura. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete con mezcla de oxígeno y gas, o equipos de plasma, se efectuará con antorchas guiadas mecánicamente.

#### 13.2.3.2 Armado

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que 1/10 del grueso de la parte más delgada, y también las mayores de 3 mm.

#### 13.2.3.3 Soldaduras de penetración completa

Debe prepararse la ranura en la unión de placas o elementos de perfiles laminados entre las que va a depositarse la soldadura, con la geometría indicada en los procedimientos calificados, para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o cerámica, de no ser así, debe removerse con un esmeril, equipo de arco aire con electrodo de carbón o con otro medio, adecuando la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal, manteniendo el medio de protección.

#### 13.2.3.4 Pre calentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe precalentarse a una temperatura suficiente para evitar la formación de grietas. Esa temperatura debe conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, en una distancia cuando menos igual al espesor de la parte soldada más gruesa, pero no menor de 75 mm, en todas las direcciones, alrededor del punto en el que se está depositando el metal de aportación.

En la tabla 13.2.1 se dan las temperaturas mínimas de precalentamiento para algunos aceros usuales.

Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 273 K (0°C) debe precalentarse a 293 K (20 C) como mínimo, o a la temperatura de precalentamiento, si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado. Se recomienda en todos los casos realizar un precalentamiento de 293 K (20 °C) con objeto de eliminar la posible humedad absorbida por el metal base.

### 13.2.3.5 Inspección

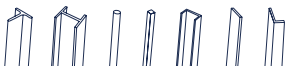
Todas las soldaduras, incluyendo los puntos provisionales, serán realizadas por personal calificado. El propietario o su representante tendrá el derecho de solicitar los certificados de los soldadores con los que se califica su desempeño (Welder Performance Qualification, WPQ) de acuerdo al código AWS D1.1.

Grosor máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura, mm (pulg.)		Proceso de soldadura	
		Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno Aceros B254 (A36) y B99 (A529)	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido, arco eléctrico protegido con gases inertes, arco eléctrico con electrodo con corazón de fundente Aceros B254 (A36) y B99 (A529)
Menor o igual que 19	( $\leq 3/4$ )	Ninguna	Ninguna
Más de 19 hasta 38	( $3/4$ a $1\frac{1}{2}$ )	343 (70)	283 (10)
Más de 38 hasta 64	( $1\frac{1}{2}$ a $2\frac{1}{2}$ )	383 (110)	343 (70)
Mayor de 64	( $> 2\frac{1}{2}$ )	423 (150)	383 (110)

Nota: Para aceros que no aparezcan en esta tabla, ver AWS D1.1, en su última versión.

**Tabla 13.2.1 Temperatura mínima de precalentamiento, en grados K (°C)**

Cuando se requiera, se realizarán ensayos no destructivos (END) a los diferentes tipos de juntas unidas por soldadura. La inspección superficial que detecta discontinuidades abiertas o muy cercanas a la superficie inspeccionada se realizará por cualquiera de los siguientes métodos, a juicio del inspector: inspección visual (VT), líquidos penetrantes (PT), partículas magnéticas (MT) o electromagnetismo (ET). La inspección para detectar discontinuidades o daños internos en el material se realizará aplicando cualquiera de los métodos siguientes: ultrasonido industrial (UT) y/o radiografía industrial (RT). El empleo de una sola prueba de END pudiera no representar un argumento suficiente para juzgar la sanidad de la unión soldada, por lo que se podrán combinar diferentes tipos de pruebas complementarias para garantizar la calificación de la junta. En cada caso se realizará un número de pruebas no destructivas de soldaduras de taller suficiente para cubrir los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. La inspección y en su caso corrección de todas las soldaduras de taller, se realizarán en la propia planta del fabricante para su liberación final, antes del embarque a la obra. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de 20 mm de grosor y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.





## 13.2.4 Estructuras atornilladas

El uso de los tornillos de alta resistencia se hará de acuerdo con las indicaciones contenidas en la literatura especializada.

### 13.2.4.1 Armado

Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de tornillos se mantendrán en contacto entre sí rígidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una concordancia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas endurecidas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura,

escoria o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente. Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con in formación sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

Dependiendo del tipo de conexión (ver inciso 10.3.1), puede requerirse que a los tornillos A325 y A490 se les dé una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 10.3.1. Esta tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, o con una llave de tuercas calibrada, o se utilizarán tornillos cuyo diseño permita conocer la tensión a la que están sometidos. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que  $275 \text{ MPa}$  ( $2\,800 \text{ kg/cm}^2$ ); en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

### 13.2.4.2 Agujeros para construcción atornillada

Los tipos de agujeros reconocidos por estas Normas son los estándar, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo se indican en la tabla 10.3.3.

Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más 3 mm (1/8 pulg.), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después rimarse, cuando el material es más grueso. El punzón para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm (1/16 pulg.) menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

## 13.2.5 Tolerancias en las dimensiones

En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La distancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En

piezas no cepilladas, de longitud no mayor de diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm, cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

### 13.2.6 Acabado de bases de columnas

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

- a) *No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2 pulg.), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2 pulg.) y 102 mm (4 pulg.) pueden enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en los incisos 13.2.6.b y 13.2.6.c). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4 pulg.) se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en los incisos 13.2.6.b y 13.2.6.c.*
- b) *No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada que asegure un contacto completo con la cimentación.*
- c) *No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.*

### 13.2.7 Pintura

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un período de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 50 mm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales.

## 13.3 Montaje

### 13.3.1 Condiciones generales

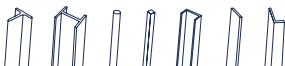
El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

### 13.3.2 Anclajes

Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

### 13.3.3 Conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre sí por medio de tornillos o soldaduras provisionales que



---

proporcionen la resistencia requerida en estas Normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

---

### 13.3.4 Tolerancias

---

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

Deben cumplirse, además las condiciones siguientes:

- a) *El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm.*
- b) *El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.*

## APÉNDICE A. DISEÑO PLÁSTICO

### A.1 Requisitos generales

Las disposiciones de este Apéndice no son aplicables en diseño por sismo.

El análisis inelástico debe tener en cuenta:

- Las deformaciones de los miembros por flexión, cortante y fuerza axial, y las deformaciones de las conexiones y de todos los componentes que contribuyan a los desplazamientos de la estructura.
- Los efectos de segundo orden (incluyendo los  $P\Delta$  y  $P\delta$ ).
- Las imperfecciones geométricas.
- La reducción de rigideces debido a la inelasticidad, incluyendo el efecto de los esfuerzos residuales y la fluencia parcial de las secciones transversales.
- Las incertidumbres en la resistencia y rigidez del sistema, miembros y conexiones.

### A.2 Requisitos de ductilidad

Los miembros y conexiones con elementos sujetos a fluencia deben dimensionarse de manera que las demandas de deformación inelástica sean menores o iguales que sus capacidades de deformación inelástica. En lugar de demostrar explícitamente que se cumple esa condición, los miembros de acero en los que se formarán articulaciones plásticas deben cumplir los requisitos siguientes:

#### A.2.1 Material

El esfuerzo mínimo especificado de fluencia,  $F_y$ , de miembros en los que se formarán articulaciones plásticas no excederá de **450 MPa (4500 kg/cm<sup>2</sup>)**.

#### A.2.2 Sección transversal

La sección transversal de los miembros, en las zonas donde aparecerán articulaciones plásticas tendrá dos ejes de simetría, y la relación ancho/groeso de sus elementos en compresión no será mayor que  $\lambda_{pl}$  (Tabla 3.2.2), excepto cuando se modifica como se indica a continuación.

- Para la relación ancho/groeso ( $h/t$ ) de almas de secciones I, perfiles HSS rectangulares, y secciones cajón sujetas a flexocompresión.

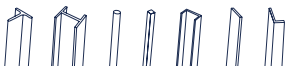
$$1) \text{ Cuando } P_u / (F_y P_y) \leq 0.125 \quad \lambda_{pl} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( I - \frac{2.75 P_u}{F_y P_y} \right) \quad (\text{A.2.1})$$

$$2) \text{ Cuando } P_u / (F_y P_y) > 0.125 \quad \lambda_{pl} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 2.33 - \frac{2.75 P_u}{F_y P_y} \right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{A.2.2})$$

- $P_u$  resistencia requerida en compresión axial  
 $P_y$  resistencia axial de fluencia, igual a  $F_y A_t$   
 $F_y$  factor de resistencia, igual a 0.90

- Para la relación ancho/groeso ( $b/t$ ) de patines de perfiles HSS rectangulares y de sección cajón, y para placas de refuerzo para patines (cubreplacas) y placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras.

- Para la relación diámetro/groeso ( $D/t$ ) de perfiles tubulares circulares en flexión.



## A.2.3 Longitud sin soporte lateral

$$\lambda_{pd} = 0.94 \sqrt{(E/F_y)} \quad (\text{A.2.3})$$

$$\lambda_{pd} = 0.045 \sqrt{(E/F_y)} \quad (\text{A.2.4})$$

En segmentos de miembros prismáticos en los que se formarán articulaciones plásticas, la longitud sin arriostramiento lateral,  $L$ , no debe exceder de  $L_{pd}$ , que se determina como se indica más adelante. En miembros sujetos a flexión o a flexotensión,  $L$  se considera igual a la separación entre puntos soportados contra el desplazamiento lateral del patín comprimido, o arriostrados para evitar el retorcimiento de la sección transversal. En miembros flexocomprimidos  $L$  se toma igual a la separación entre puntos arriostrados simultáneamente contra desplazamientos laterales en la dirección del eje de menor inercia y el retorcimiento de la sección transversal.

a) *En perfiles I flexionados alrededor de su eje de mayor inercia*

$$L_{pd} = \left[ 0.12 - 0.076 \frac{M'_1}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r_y \quad (\text{A.2.5})$$

$r_y$  radio de giro respecto al eje de menor inercia.

1) *Cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro de la longitud no arriostrada excede de  $M_2$ :*

$$M'_1/M_2 = +1 \quad (\text{A.2.6})$$

Si no se cumple la condición (1),

2) *Cuando  $M_{mid} \leq (M_1 + M_2) / 2$*

$$M'_1 = M_1 \quad (\text{A.2.7})$$

3) *Cuando  $M_{mid} > (M_1 + M_2) / 2$*

$$M'_1 = 2M_{mid} - M_2 < M_2 \quad (\text{A.2.8})$$

$M_1$  momento más pequeño de los que aparecen en los extremos de la longitud sin arriostrar

$M_2$  momento más grande de los que aparecen en los extremos de la longitud sin arriostrar; se toma con signo positivo en todos los casos

$M_{mid}$  momento en el centro de la longitud sin arriostrar

$M'_1$  momento efectivo en el extremo de la longitud sin arriostrar opuesto a  $M_2$

Los momentos  $M_1$  y  $M_{mid}$  son positivos cuando producen compresión en el mismo patín que el momento  $M_2$ , y negativos en caso contrario.

b) *En barras rectangulares macizas, perfiles HSS rectangulares y secciones cajón flexionadas alrededor de su eje principal de mayor inercia.*

$$L_{pd} = \left[ 0.17 - 0.10 \frac{M'_1}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} \geq 0.10 \frac{E}{F_y} r_y \quad (\text{A.2.9})$$

En todos los tipos de miembros comprimidos en los que puedan formarse articulaciones plásticas, las longitudes laterales sin arriostrar, alrededor de los ejes de mayor y menor inercia de su sección transversal, no excederán de  $4.71r_x \sqrt{E/F_y}$  y  $4.71r_y \sqrt{E/F_y}$  respectivamente.

No hay límites para  $L_{pd}$  en miembros en los que puedan formarse articulaciones plásticas en los casos siguientes:

- a) *Miembros con secciones transversales circulares o cuadradas, en flexión o a flexotensión.*
- b) *Miembros sujetos a flexión alrededor de su eje de menor inercia, o a la combinación de tensión y flexión alrededor de ese eje.*
- c) *Miembros en tensión.*

## A.2.4 Fuerza axial

Para asegurar la ductilidad adecuada de elementos comprimidos con articulaciones plásticas, la compresión que actúa en ellos no debe exceder de  $0.75F_y A_g$ .

## A.3 Requisitos para el análisis

El análisis estructural debe satisfacer los requisitos generales de la sección A.1. Se permite que se cumplan esos requisitos con un análisis que satisfaga las condiciones de esta sección.

En vigas continuas sin compresión axial puede hacerse un análisis plástico convencional y suprimir los requisitos de los incisos A.3.2 y A.3.3.

### A.3.1 Propiedades del material y criterios de fluencia

El análisis debe hacerse con el esfuerzo mínimo especificado de fluencia  $F_y$ , multiplicado por 0.9, y la rigidez de todos los elementos de acero y sus conexiones se multiplica, también, por ese mismo factor de reducción, excepto en los casos indicados en el inciso A.3.3.

### A.3.2 Imperfecciones geométricas

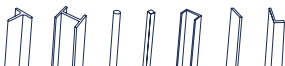
El análisis debe incluir los efectos de las imperfecciones geométricas iniciales.

### A.3.3 Esfuerzos residuales y efectos de fluencia parcial

El análisis debe incluir la influencia de los esfuerzos residuales y de la plastificación parcial del material.

Si se usan las disposiciones del inciso 2.5.2.2:

- a) *El factor de reducción de las rigideces de 0.9, inciso A.3.1, se sustituye tomando  $0.8E$  en lugar del módulo de elasticidad,  $E$ , como se indica en el inciso 2.5.2.2.*
- b) *Los elementos flexocomprimidos deben satisfacer las ecuaciones de interacción del Capítulo 8.*



## APÉNDICE B. PLACAS BASE

### B.1 Diseño de placas base

En las placas base sujetas a compresión, cortante o flexión, o una combinación de esas acciones, se deben revisar los siguientes modos de falla:

- Aplastamiento del concreto que soporta la placa base*
- Fluencia de la placa base por flexión.*
- Falla de la placa en cortante.*
- Falla por una combinación de tensión y cortante del anclaje.*

#### B.1.1 En compresión axial (columnas de sección I o circular)

Para el diseño de una placa base sometida a carga axial de compresión (Figura B.1.1) se recomienda el procedimiento siguiente:

1) *Del análisis de la estructura se obtiene la carga axial de diseño en la base de la columna,  $P_u$ .*

2) *Se calcula el área requerida de la placa base,  $A_{pl req}$  :*

$$\text{cuando } A_1 \leq A_2 < 4A_1, \quad A_{pl req} = \frac{I}{A_2} \left( \frac{P_u}{F_R (0.85 f'_c)} \right)^2 \leq P_u \frac{P_u}{F_R (1.7 f'_c)} \quad (\text{B.1.1})$$

cuando  $A_2 \geq 4A_1$

$$A_{pl req} = \frac{P_u}{F_R (0.85 f'_c)} \quad (\text{B.1.2})$$

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.60

$A_1$  área de la placa base

$A_2$  área del dado de apoyo de la placa

3) *Cálculo de las dimensiones de la placa base.*

$$N = \sqrt{A_{pl req}} + \Delta \quad (\text{B.1.3})$$

$$\Delta = 0.50 (0.95d - 0.80b_p) \quad (\text{B.1.4})$$

$$B = A_{pl req} / N \quad (\text{B.1.5})$$

$B$  ancho de la placa base

$N$  longitud de la placa base

$b_p$  ancho del patín de la columna

$d$  peralte del perfil de la columna

4) *Se determina el momento de diseño máximo,  $M_u$  considerando una distribución uniforme de presiones:*

$$M_u = f_{pu} (l^2 / 2) \quad (\text{B.1.6})$$

$$f_{pu} = P_u / BN \quad (\text{B.1.7})$$

$l$  longitud crítica de los volados de la placa base, igual al valor mayor de  $m, n$  o  $n'$ .

$$m = 0.50 (N - 0.95 d) \quad (\text{B.1.8})$$

$$n = 0.50 (B - 0.80 b_p) \quad (\text{B.1.9})$$

$$n' = 0.25 \sqrt{d b_p} \quad (\text{B.1.10})$$

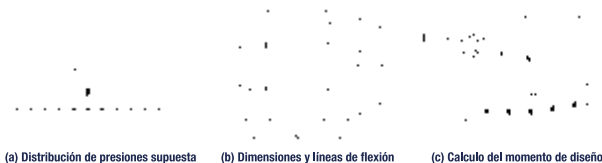
Para perfiles HSS rectangulares,  $m$  y  $n$  se suponen iguales a  $0.95d$  y  $0.95bp$ . En caso de emplear perfiles circulares se usará  $0.80D$ , donde  $D$  es el diámetro exterior del perfil.

5) Grueso requerido de la placa base,  $t_p$ :

$$t_p \geq \sqrt{4M_u / F_R F_{yp}} \quad (\text{B.1.11})$$

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.90

$F_{yp}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la placa.  $M_u$  se ha definido anteriormente



(a) Distribución de presiones supuesta

(b) Dimensiones y líneas de flexión

(c) Cálculo del momento de diseño

Figura B.1.1 Parámetros para el diseño de una placa base en compresión axial

6) Determinación del tamaño y ubicación de las anclas.

Por resistencia, las anclas no son necesarias cuando solo hay compresión, pero por seguridad durante el montaje deben colocarse, por lo menos, 4 anclas de 19 mm (3/4"), cerca de las esquinas de la placa, satisfaciendo las separaciones mínimas al borde de la placa y del dado de concreto.

## B.1.2 En tensión axial

Para el diseño de una placa base en tensión (Figura B.1.2) se recomienda el procedimiento siguiente:

1) Del análisis de la estructura se obtiene la fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna,  $T_u$ .

2) Se determina el número de anclas,  $n$ , requerido para resistir la fuerza axial máxima de tensión:

$$n = T_u / F_R (0.75F_u A_b) \quad (\text{B.1.12})$$

$T_u$  fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna

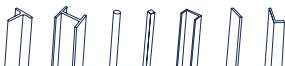
$A_b$  área del vástago de un ancla

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.90

$F_u$  resistencia en tensión mínima especificada del material de las anclas

3) Se determinan las dimensiones en planta de la placa base, su grueso y la soldadura adecuada para transferir la fuerza de tensión. El grueso de la placa se determina como en la sección anterior.

La resistencia de la soldadura debe ser suficiente para transmitir los esfuerzos generados por la fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna.





4) Se revisa la resistencia del concreto correspondiente a los diferentes modos de falla posibles (arrancamiento de las anclas, desprendimiento del cono de concreto en tensión o separación al borde).

En caso de que la resistencia no sea adecuada se debe aumentar la longitud del anclaje y/o la separación entre anclas y la distancia a los bordes.



Figura B.1.2 Parámetros para el diseño de placas base en tensión

### B.1.3 En cortante

Las placas base en cortante se diseñan de acuerdo con el procedimiento siguiente:

- 1) Se determina el cortante máximo de diseño en la base de la columna,  $V_u$ .
- 2) Se selecciona el mecanismo de transferencia de la fuerza cortante de la columna a la cimentación (por fricción, por aplastamiento de la placa base o por cortante directo en las anclas).
  - a) Por fricción entre la placa base y el mortero de relleno o la superficie de concreto (Figura B.1.13). La resistencia en cortante es igual a:

$$F_R V_u = F_R \mu P_u \leq 0.20 F_R f'_c A_c \quad (\text{B.1.13})$$

El coeficiente de fricción,  $\mu$ , se toma igual a 0.55 para acero sobre mortero de baja contracción (grout), y 0.70 para acero sobre concreto; el factor de resistencia,  $F_R$ , igual a 0.75; se considera la combinación de acciones de diseño que produce en la columna la fuerza de compresión,  $P_u$ , más desfavorable.

$A_c$  área de la superficie de contacto entre la placa base y el mortero de relleno o la superficie de concreto

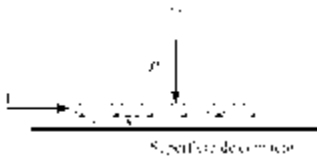


Figura B.1.3 Transmisión de cortante por fricción

b) Por aplastamiento de la placa base y parte de la columna, o de la llave o llaves de cortante, si las hay, en el concreto de la cimentación.

Cuando hay empotramiento de la columna y la placa base (Figura B.1.4), la resistencia es igual a:

$$R_v = R_{ap} + R_{vc} \quad (\text{B.1.14})$$

$$R_{ap} = 0.55f'_c A_{ap} \quad (\text{B.1.15})$$

$$R_{vc} = F_R K_c (N_y - P_u) \quad (\text{B.1.16})$$

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.75

$A_{ap}$  área de contacto lateral de la columna y la placa base contra el concreto

$N_y$  resistencia en tensión de las anclas en tensión, igual a  $n A_b F_y$

$P_u$  carga axial de diseño, positiva para tensión y negativa para compresión

$K_c = 1.6$

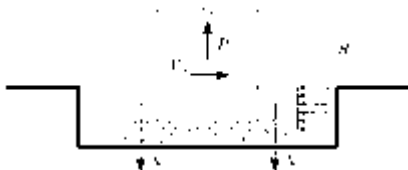


Figura B.1.4 Transferencia de la fuerza cortante por aplastamiento en placa base y la columna metálica

Si se utiliza una o más llaves de cortante (Figura B.1.5) la resistencia lateral es igual a:

$$R_v = R_w + R_{vc} \quad (\text{B.1.17})$$

$$R_w = F_R (1.3 f'_c A_l) \quad (\text{B.1.18})$$

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.60

$A_l$  área de contacto entre la llave de cortante y el concreto de la cimentación

Las dimensiones de las llaves de cortante se determinan considerándolas en voladizo, con la fuerza producida por el aplastamiento que se genera entre ellas y el concreto (Figura B.1.5).

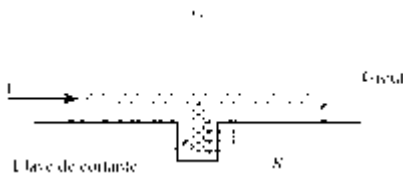
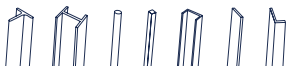


Figura B.1.5 Transmisión de la fuerza por medio de una llave de cortante

Cuando la llave de cortante se encuentra cerca de un borde libre del concreto se debe hacer la revisión de la resistencia en tensión del concreto, considerando el área proyectada lateralmente en un plano de 45 grados desde los bordes de la llave menos el área de ésta. Se considera una resistencia del concreto igual  $F_R 0.33\sqrt{f'_c}$ ,



en MPa y mm ( $F_R 1.06 \sqrt{f'_c}$ , en kg/cm<sup>2</sup> y cm), con  $F_R = 0.75$ .

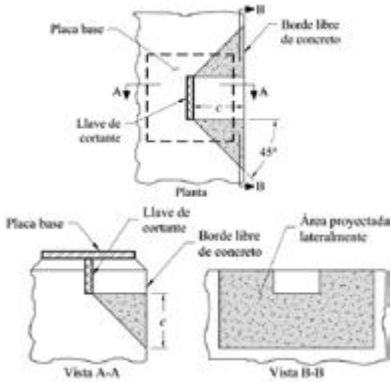


Figura B.1.6 Resistencia a tensión del concreto

c) Cortante directo en las anclas.

Si se considera que la fuerza cortante se transmite a través de las anclas, se debe revisar la resistencia en cortante en combinación con la tensión, la resistencia lateral del cono de concreto y el desprendimiento del concreto delante de las anclas.

3) Se determinan las dimensiones en planta de la placa base, su grueso y la soldadura necesaria para transferir la fuerza de cortante.

## B.1.4 Bajo momento flexionante y carga axial

Cuando la excentricidad generada por el momento flexionante y la carga axial es pequeña, solo se revisa el estado límite de aplastamiento del concreto. Si la excentricidad es grande se debe revisar, además, la fuerza de tensión en las anclas (Figura B.1.7).

Se considera que el momento es pequeño cuando la excentricidad es igual o menor que  $e_{crit}$  y solo se toma en cuenta la resistencia en flexión de la placa. Si es mayor  $e_{crit}$ , la resistencia en flexión de la placa no es suficiente, por lo que también se considera la resistencia de las anclas en tensión.

Para el diseño de una placa base sometida a momento flexionante y carga axial se recomienda el siguiente procedimiento:

1) Se determinan el momento flexionante,  $M_u$  la carga axial de diseño,  $P_u$  en la base de la columna, y la excentricidad:

$$e = M_u / P_u \quad (\text{B.1.19})$$

2) Se eligen las dimensiones de la placa base,  $N$  y  $B$ .



Figura B.1.7 Parámetros para el diseño de una placa base en flexocompresión

Se determina la excentricidad crítica,  $e_{crit}$ :

$$e_{crit} = N / 2 - P_u / 2Bf_{pu} \quad (B.1.20)$$

$f_{pu}$  resistencia al aplastamiento del concreto, que se determina de acuerdo con la sección B.2

Si  $e \leq e_{crit}$ , el momento en la placa base es equilibrado por aplastamiento del concreto; en caso contrario, si  $e > e_{crit}$ , es equilibrado por aplastamiento y tensión en las anclas.

4) Se calcula la longitud de aplastamiento del concreto,  $Y$ . Para ello, se considera una presión de aplastamiento uniforme contra la placa:

a) cuando  $e \leq e_{crit}$ :

$$Y = N - 2e \quad (B.1.21)$$

cuando  $e > e_{crit}$ :

$$Y = \left( f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2Pu(e+f)}{Bf_{pu}}} \quad (B.1.22)$$

Para que haya una solución real se debe cumplir la condición:

$$Y = \left( f + \frac{N}{2} \right) \geq \frac{2Pu(e+f)}{Bf_{pu}} \quad (B.1.23)$$

De lo contrario se aumenta el tamaño de la placa.

4) Si  $e > e_{crit}$ , la fuerza de tensión en las anclas se calcula en la forma siguiente:

$$T_{ua} = Bf_{pu} Y - P_u \quad (B.1.24)$$

6) Se calcula el momento máximo de diseño,  $M_u$ . El momento de diseño en la placa base ocasionado por el aplastamiento se determina como sigue, considerando una presión uniforme:

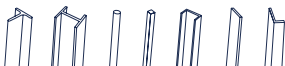
Para  $Y \geq l$

$$M_u = f_p (l^2 / 2) \quad (B.1.25)$$

Para  $Y < l$

$$M_u = f_p Y (l - Y / 2) \quad (B.1.26)$$

En las expresiones anteriores, si  $e < e_{crit}$  el esfuerzo de aplastamiento es  $f_p = P_u / BY$ ; cuando  $e \geq e_{crit}$ ,  $f_p = f_{pu}$  y la longitud crítica en el voladizo de la placa base,  $l$ , es igual al mayor de  $m$  o  $n$ , calculados como en el inciso B.1.1(4).



Si  $e > e_{crit}$ , el momento de diseño en la placa base ocasionado por tensión en las anclas es:

$$M_u = T_u c / B \quad (\text{B.1.27})$$

$c$  distancia desde el eje de las anclas hasta el eje medio del patín en tensión

7) Grueso de placa base:

$$t_p \geq \sqrt{4M_u / F_R F_y} \quad (\text{B.1.28})$$

$M_u$  mayor de los momentos de diseño por aplastamiento del concreto o por tensión en las anclas

8) Se determina el diámetro de las anclas, tomando como base la resistencia en tensión del acero.

## B.2 Resistencia al aplastamiento del concreto

La resistencia al aplastamiento del concreto del pedestal es:

$$R_c = F_R A_1 f_{pu} \quad (\text{B.2.1})$$

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.65  
 $f_{pu}$  resistencia al aplastamiento del concreto  
 $A_1$  área de la placa base

La resistencia al aplastamiento del concreto se calcula considerando parte del confinamiento del pedestal, si existe, con la expresión siguiente:

$$f_{pu} = 0.85 f'_c \sqrt{A_2 / A_1} \leq 1.7 f'_c \quad (\text{B.2.2})$$

$A_2$  área de la sección transversal del pedestal de concreto,  $A_1 \leq A_2 \leq 4A_1$

## B.3 Resistencia en flexión de la placa base

El momento resistente por centímetro de ancho de la placa base (kg-cm/cm) es:

$$M_R = F_R t_p^2 F_{yp} / 4 \quad (\text{B.3.1})$$

$F_R$  factor de resistencia, igual a 0.90  
 $t_p$  espesor de la placa base  
 $F_{yp}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa base

Para el diseño de placas base, se recomiendan los aceros de la tabla B.3.1.

Espesor ( $t_p$ )	Acero disponible
$t_p \leq 101.6 \text{ mm (4 pulg.)}$	ASTM A36 ASTM A572 Gr. 42 o 50 ASTM A588 Gr. 42 o 50
$101.6 \text{ mm (4 pulg.)} < t_p \leq 152.4 \text{ mm (6 pulg.)}$	ASTM A36 ASTM A572 Gr. 42 ASTM A588 Gr. 42
$t_p > 152.4 \text{ mm (6 pulg.)}$	ASTM A36 ASTM A588

Tabla B.3.1 Aceros recomendados para placas base

## B.4 Resistencia en tensión del sistema de anclaje

En las anclas en tensión se pueden presentar los modos de falla siguientes:

- Ruptura por tensión
- Extracción
- Desprendimiento de cono de concreto en tensión
- Desprendimiento de cono de concreto debido a la separación entre las anclas o distancia a los bordes
- Agrietamiento del concreto

Para reducir la probabilidad de ocurrencia de estas fallas, se sugiere:

- Las anclas deben tener una separación mínima, entre centros, de  $6d_o$ .
- La separación mínima al borde será de  $6d_o$ , pero no menor que 100 mm.
- Si se utiliza un recubrimiento menor que  $0.4h_{ef}$  se debe hacer la revisión por desprendimiento o descantillado del cono de concreto atribuible a la separación entre anclas y la distancia a los bordes.

$d_o$       diámetro nominal del ancla  
 $h_{ef}$      longitud de anclaje

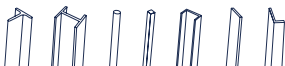
En la tabla B.4.1 se dan valores recomendados para el diámetro de los agujeros en las placas base y en las arandelas, cuando son necesarias, para que la holgura durante el montaje de la estructura sea adecuada.

Diámetro de las anclas, mm (pulg.)	Diámetro de los agujeros en la placa, mm (pulg.)	Dimensión mínima de la arandela, mm (pulg.)	Espesor mínima de la arandela, mm (pulg.)
19 (1/2)	33 (1 5/16)	51 (2)	6 (1/4)
22 (7/8)	40 (1 9/16)	64 (2 1/2)	8 (5/16)
25 (1)	46 (1 13/16)	76 (3)	10 (3/8)
32 (1 1/4)	52 (2 1/16)	76 (3)	13 (1/2)
38 (1 1/2)	59 (2 5/16)	89 (3 1/2)	13 (1/2)
44 (1 3/4)	70 (2 3/4)	102 (4)	16 (5/8)
51 (2)	83 (3 1/4)	127 (5)	19 (3/4)
64 (2 1/2)	95 (3 3/4)	140 (5 1/2)	22 (7/8)

**Tabla B.4.1 Diámetros recomendados para agujeros de anclas en placas base y tamaños de arandelas**

Notas:

- Se aceptan arandelas circulares o cuadradas que tengan el tamaño especificado.
- Se deben dar separaciones adecuadas, de acuerdo con el tamaño de arandela seleccionado.
- En columnas en compresión axial el diseñador puede emplear agujeros de 27 mm (1 1/16 pulg.) para anclas de 19 mm (3/4 pulg.), y la placa base de espesor menor de 32 mm (1 1/4 pulg.).



## B.4.1 Resistencia en tensión de las anclas

La resistencia de diseño de un ancla en tensión es igual:

$$R_t = F_R A_b F_t \quad (\text{B.4.1})$$

$F_R$	factor de resistencia, igual a 0.75
$A_b$	área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada
$F_t$	esfuerzo resistente nominal de tensión, $0.75F_u$
$F_u$	esfuerzo de ruptura en tensión del ancla

## B.4.2 Resistencia al desprendimiento del cono de concreto en tensión

La resistencia de diseño del cono de concreto de anclaje en tensión (Figura B.4.1) se obtiene con una de las siguientes expresiones:

a) Para un ancla

b) Para un grupo de anclas

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 (A_N / A_{No}) R_b \quad (\text{B.4.2})$$

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 \psi_4 (A_N / A_{No}) R_b \quad (\text{B.4.3})$$

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de una sola ancla en tensión, embebida en concreto fisurado,  $R_b$ , no debe exceder de:

$$R_b = k_c \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{1.5}) \quad (\text{B.4.4})$$

Alternativamente, para barras con cabeza preinstaladas con  $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$ ,  $R_b$  no debe exceder de:

$$R_b = 3.9 \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{0.53}), \text{ en N y mm} \quad (\text{B.4.5})$$

$$(R_b = 5.8 \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{0.53}), \text{ en kg y cm})$$

$F_R$	factor de resistencia, igual a 0.70
$A_N$	área proyectada de la superficie de falla del ancla o grupo de anclas, que se considera igual a la base de la figura geométrica rectangular que resulta de proyectar la superficie de falla, de longitud $1.5h_{ef}$ a cada lado del eje del ancla o de los extremos de una línea que pasa por una hilera de anclas adyacentes. $A_N$ no debe exceder de $n A_{No}$ donde n es el número de anclas en el grupo.
$A_{No}$	área proyectada de la superficie de falla de un ancla alejada de los bordes $= 9h_{ef}^2$
$h_{ef}$	longitud de anclaje, en los casos donde hay tres o más bordes en que la separación máxima al borde $c_{max}$ sea menor que $1.5h_{ef}$ , se deberá usar, en todas las ecuaciones, una longitud de anclaje igual a $c_{max} / 1.5$ , en el cálculo de la resistencia; la longitud de anclaje no debe ser mayor que 630 mm
$k_c$	coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión $= 10$ para anclajes preinstalados $= 7$ para anclajes pos-instalados
$\psi_1$	factor que toma en cuenta la distancia al borde $= 1.0$ $= 0.7 + (0.3c_{min}) / (1.5 h_{ef})$ si $c_{min} \geq 1.5 h_{ef}$ $= 0.7 + (0.3c_{min}) / (1.5 h_{ef})$ si $c_{min} < 1.5 h_{ef}$
$\psi_2$	1.25 para concreto no agrietado ( $f_t < f_{cr}$ ). Si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual a 1.0

- $\psi_3$  factor para anclaje post instalado  
 $= 1.0$  si  $c_{min} \geq 1.5 c_a$   
 $= c_{min} / c_a \geq (1.5 h_{ef}) / c_a$  si  $c_{min} < c_a$
- $\psi_4$  factor que toma en cuenta la excentricidad de la fuerza de tensión respecto al grupo de anclas.  
 $= 1 / (1 + (2e'_N / 3h_{ef})) \leq 1.0$
- $e'_N$  excentricidad de la carga con respecto a las anclas en tensión  
 $c_a$  distancia crítica,  $4h_{ef}$   
 $c_{min}$  distancia mínima al borde  
 $c_{max}$  distancia máxima al borde

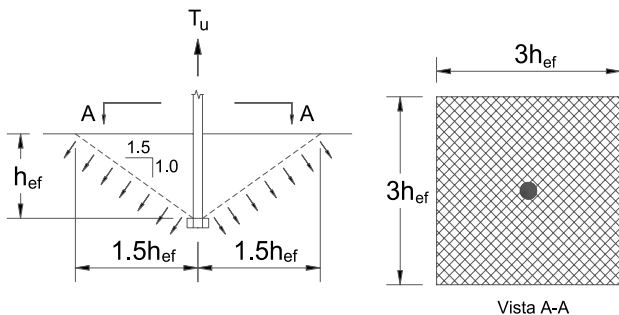


Figura B.4.1 Cono de concreto resistente al desprendimiento para un ancla

### B.4.3 Resistencia a extracción de las anclas

La resistencia de diseño de un ancla se calcula con las expresiones siguientes:

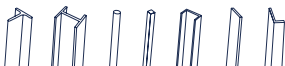
- a) Para barras con gancho de anclaje (Figura B.4.2a):

$$R_t = F_R \psi_5 (0.90 f'_c e_h d_o) \quad (\text{B.4.6})$$

- b) Para barras con anclaje mecánico (Figura B.4.2b)

$$R_t = F_R \psi_5 (A_{ap} 8 f'_c) \quad (\text{B.4.7})$$

- $F_R$  factor de resistencia, igual a 0.70  
 $A_{ap}$  área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca  
 $d_o$  diámetro nominal del ancla  
 $e_h$  longitud del gancho ( $3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$ )  
 $\psi_5$  1.4 para concreto no agrietado ( $f_t < f_{cr}$ ); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual a 1.0.





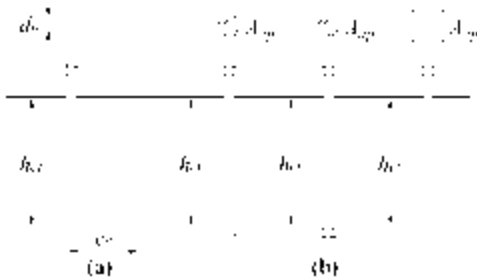


Figura B.4.2 Tipos de anclas: (a) barra con gancho de anclaje (b) barras con anclaje mecánico

En la tabla B.4.2 se recomiendan las longitudes de anclaje y las distancias mínimas al borde para diferentes tipos de anclas.

Material de las anclas	Longitud mínima de anclaje	Distancia mínima al borde
A307, A36 (H-118, B-254)	$12d_o$	$5d_o > 100 \text{ mm}$
A325, A449 (H-124)	$17d_o$	$7d_o > 100 \text{ mm}$

Tabla B.4.2 Longitudes de anclaje y distancias mínimas al borde

#### B.4.4 Resistencia al desprendimiento lateral del borde de anclas con anclaje mecánico, en tensión

Cuando la distancia al borde de un ancla,  $c$ , es menor que  $0.4h_{ep}$ , y la separación entre anclas de un grupo,  $s_o$ , es menor que  $6c$ , se debe revisar la resistencia al desprendimiento lateral del borde (Figura B.4.3), con la expresión siguiente:

$$R_t = F_R 42c \sqrt{A_{ap} f'_c} \left( 1 + \frac{s_o}{6c} \right) \quad (\text{B.4.8})$$

$F_R$

$c$

$s_o$

$A_{ap}$

factor de resistencia, igual a 0.70

distancia mínima al borde desde un ancla o un grupo de ellas

separación entre anclas en la dirección paralela a la fuerza (igual a cero cuando solo hay una)

área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca



Figura B.4.3 Desprendimiento lateral del borde del concreto en anclas en tensión

## B.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje

Cuando las anclas están sometidas a cortante se pueden presentar los siguientes modos de falla:

- Ruptura por cortante de las anclas
- Desprendimiento lateral del cono de concreto cerca del borde
- Desprendimiento del concreto delante de las anclas lejos del borde

### B.5.1 Resistencia en cortante de las anclas

La resistencia de diseño en cortante del ancla se tomará igual a la resistencia de un tornillo en cortante, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_v = F_R A_b F_v \quad (\text{B.5.1})$$

- $F_R$  factor de resistencia, igual a 0.75  
 $A_b$  área nominal de la sección transversal del ancla  
 $F_v$  esfuerzo resistente nominal en cortante

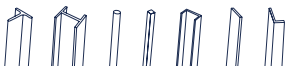
El esfuerzo resistente nominal en cortante se calcula de la siguiente forma:

- a) Parte roscada del ancla en el plano de corte:

$$F = 0.4F_u \quad (\text{B.5.2})$$

- b) Parte roscada del ancla fuera del plano de corte:

$$F_v = 0.5F_u \quad (\text{B.5.3})$$



En la tabla B.5.1 se presentan los valores del esfuerzo resistente nominal en tensión y en cortante de los diferentes tipos de anclas y diámetros máximos disponibles de acuerdo con el tipo de acero.

Acero ASTM <sup>(2)</sup>	Resistencia MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia Nominal MPa (kg/cm <sup>2</sup> )			Diámetro máximo mm (pulg.)	
		Tensión $F_u$	Tensión <sup>(1)</sup> $F_t = 0,75F_u$	Cortante tipo (X) <sup>(3)</sup> $F_v = 0,50F_u$		Cortante tipo (N) <sup>(4)</sup> $F_v = 0,40F_u$
F1554	Gr.	400 (4080)	300 (3060)	200 (2040)	160 (1630)	102 (4)
	Gr.	517 (5273)	388 (3955)	259 (2637)	207 (2109)	102 (4)
	Gr.	862 (8788)	646 (6591)	431 (4394)	345 (3515)	76 (3)
A449		827 (8437)	621 (6328)	414 (4218)	331 (3375)	25 (1)
		724 (7382)	543 (5537)	362 (3691)	290 (2953)	38 (1 1/2)
		621 (6328)	465 (4746)	310 (3164)	248 (2531)	76 (3)
A36	400 (4080)	300 (3060)	200 (2040)	160 (1630)	102 (4)	
A307	400 (4080)	776 (7910)	200 (2040)	160 (1630)	102 (4)	
A354 Gr. BD		1034 (10546)	724 (7382)	517 (5273)	414 (4218)	64 (2 1/2)
		965 (9843)	465 (4746)	483 (4921)	386 (3937)	102 (4)

(1) Esfuerzo nominal sobre la parte no roscada para anclas con rosca (en base a los principales diámetros para anclas en rosca laminadas).

(2) Especificación del material recomendado.

(3) Tipo X, cuando la rosca está excluida de los planos de corte.

(4) Tipo N, cuando la rosca está incluida en los planos de corte.

Tabla B.5.1 Acero para anclas

## B.5.2 Resistencia lateral en cortante del cono de concreto

La resistencia de diseño lateral del cono de concreto de anclaje en cortante se puede obtener mediante la ecuación siguiente:

$$R_v = F_R 2.8 \left( \frac{A_v}{A_{vo}} \right) \psi_6 \psi_7 \psi_8 \sqrt{d_o} \sqrt{f_c} c_1^{1.5} \quad (\text{B.5.4})$$

$F_R$  factor de reducción de la resistencia, igual a 0.70

$\psi_6$  factor que toma en cuenta la excentricidad  

$$= \frac{1}{\left( 1 + \frac{2e'_N}{3c_1} \right)} \leq 1.0$$

$\psi_7$  factor que toma en cuenta la distancia al borde perpendicular a la carga  
 $= 0.7 + 0.3c_2 / 1.5c_1 \leq 1.0$

$\psi_8$  1.40 para concreto no agrietado ( $f_t < f_{cr}$ ); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual a 1.0

$c_1$  distancia al borde en la dirección de la carga

$c_2$  distancia al borde en la dirección perpendicular a la carga

$d_o$  diámetro nominal del ancla

$d_o$  área del cono de concreto del ancla o grupo de anclas en cortante

$A_{vo}$  área del cono completo de concreto para un ancla en cortante, igual a  $4.5c_1^2$

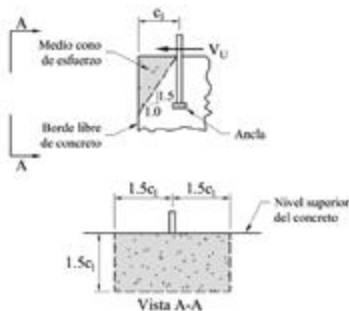


Figura B.5.1 Cono de concreto resistente al cortante para un ancla

### B.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto delante de las anclas

Las anclas sometidas a cortante también pueden fallar por un desprendimiento del concreto delante de ellas, debido a un efecto de palanca que se produce cuando se encuentran lejos de los bordes. Para calcular la resistencia al desprendimiento del concreto se utiliza la ecuación:

$$R_v = F_R k_{cp} R_t \quad (\text{B.5.6})$$

$F_R$	factor de reducción de la resistencia, igual a 1.0
$R_t$	resistencia al desprendimiento por tensión del cono de concreto de un ancla o un grupo de anclas
$k_{cp}$	coeficiente que es igual a 1.0 para $h_{ef}$ menor o igual que 63.5 mm e igual a 2.0 para $h_{ef}$ mayor que 63.5 mm
$h_{ef}$	longitud de anclaje

### B.6 Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje

Cuando la cortante de diseño,  $V_u$ , es mayor que el 20 por ciento de la cortante resistente,  $R_v$ , y la tensión de diseño,  $T_u$ , actuando en conjunto con la cortante, es mayor que el 20 por ciento de la tensión resistente del anclaje,  $R_t$ , se debe verificar la interacción con la siguiente ecuación:

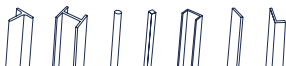
$$T_u/R_t + V_u/R_v \leq 1.20 \quad (6.1)$$

$T_u$	fuerza axial factorizada de diseño
$V_u$	fuerza cortante factorizada de diseño
$R_t$	la menor resistencia en tensión del anclaje
$R_v$	la menor resistencia en cortante del anclaje

## APÉNDICE C. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS (HSS) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE GRUESO UNIFORME

Este apéndice se aplica a conexiones de perfiles tubulares (HSS), circulares o rectangulares, con paredes de grueso uniforme.

*Nota: También se designan OR (rectangulares) y OC (circulares).*



## C.1 Tipos de nudos o conexiones

Cuando las armaduras están formadas por perfiles HSS en cuerdas, como elemento principal, y diagonales, montantes o placas, como elementos secundarios soldados directamente a las cuerdas, que son continuas a través de las conexiones, éstas se clasifican, en función de la manera como se transfiere la carga, del modo siguiente:

- Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario, es equilibrado por cortante de viga en el elemento HSS principal, la conexión se clasifica como T cuando la fuerza es perpendicular a la cuerda, y como Y si no lo es (Figura C.1.1a).
- Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario es equilibrada esencialmente (dentro del 20 por ciento) por fuerzas normales de otro elemento secundario en el mismo lado de la conexión, se clasifica como K (Figura C.1.1b). Una conexión K con un elemento secundario perpendicular a la cuerda suele llamarse conexión N.
- Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario se transmite a través de la cuerda y es equilibrada por miembros del alma en el lado opuesto, se clasifica como a través (Figura C.1.1d).
- Cuando la conexión tiene más de dos elementos secundarios o secundarios en más de un plano, se clasifica como general o multiplanar. Cuando los miembros del alma transmiten parte de su carga como conexiones K y parte como T, Y o a través, la capacidad de la conexión se determina por interpolación en proporción a las resistencias disponibles de cada uno.

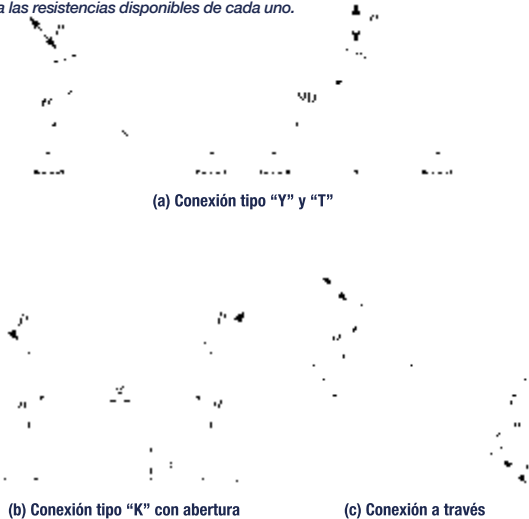


Figura C.1.1 Tipos de nudos o conexiones en armaduras formadas por perfiles HSS.

Además de la clasificación anterior, se deben tener en cuenta los aspectos siguientes:

a) En conexiones con placas, estas se clasifican, de acuerdo con su posición (sección C.2) respecto a la cuerda, en:

- 1) Placas transversales. Cuando el eje longitudinal de la placa es perpendicular al del perfil HSS (Figura C.1.2a).
- 2) Placas longitudinales. Cuando el eje longitudinal de la placa es paralelo al del perfil HSS (Figura C.1.2b).
- 3) Placas longitudinales a través. Cuando la placa longitudinal atraviesa completamente la sección transversal del perfil HSS, y se suelda por ambos lados (Figura C.1.2c).
- 4) Con placa en el extremo. Cuando la fuerza normal se aplica en el extremo del perfil HSS a través de una placa normal al perfil (Figura C.1.2d).

b) En conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS solo se consideran:

- 1) Conexiones tipo T, o Y, con un solo elemento secundario perpendicular, o en diagonal, a la cuerda.
- 2) Conexiones a través, que tienen dos elementos secundarios, conectados a caras opuestas de la cuerda.

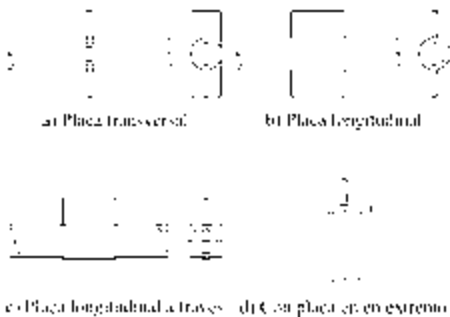


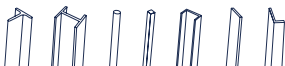
Figura C.1.2 Tipos de conexiones con placa

## C.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas)

La resistencia de diseño es  $F_R R_N$

Definición de parámetros:

- A** área total de la sección transversal del miembro.
- B** ancho total de una sección tubular rectangular (HSS rectangular), medido a 90 grados respecto al plano de la unión.
- B<sub>p</sub>** ancho de la placa, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión.
- D** diámetro exterior del tubo (HSS circular).



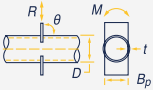
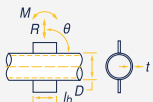
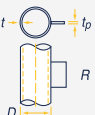
$F_y$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la HSS.
$F_y^p$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa.
$F_u^p$	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero.
$H$	peralte total de una HSS rectangular, medido en el plano de la conexión.
$S$	módulo de sección elástico de la HSS.
$k$	radio exterior de las esquinas de una sección HSS $\geq 1.5t$ .
$l_b$	longitud de apoyo de la carga, medida paralelamente al eje del perfil HSS (o a través del ancho del tubo en el caso de placas en el extremo).
$t$	grueso de diseño de la pared de la HSS.
$t_p$	grueso de la pared de la placa.


### C.2.1 Secciones circulares huecas (HSS circulares)

Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que estén dentro de los límites de la tabla C.2.2 se determinan como se indica en la tabla C.2.1.

### C.2.2 Secciones rectangulares huecas (HSS rectangulares)

Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que están dentro de los límites de la tabla C.2.4 se determinan como se indica en la tabla C.2.3.

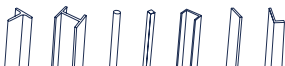
Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión	Flexión de la placa	
		En el plano	Fuera del plano
Conexiones con placa transversal tipo T o a traves 	Estado límite: fluencia local de la HSS por carga axial en la placa $R_n \sin(\theta) = F_y t^2 \left( \frac{5.5}{1 - 0.81 \frac{B_p}{D}} \right) Q_f \quad (\text{C.2.1})$ $F_R = 0.9$	-----	$M_n = 0.5 B_p R_n$
Conexiones con placa longitudinal tipo Y, T o a través 	Estado límite: plastificación de la HSS por carga axial en la placa $R_n \sin(\theta) = 5.5 F_y t^2 \left( 1 + 0.25 \frac{l_b}{D} \right) Q_f \quad (\text{C.2.2})$ $F_R = 0.9$	$M_n = 0.8 l_b R_n$	-----
Conexiones con placa longitudinal tipo T 	Estados límites: de la placa y de penetración en la HSS por carga cortante en la placa. Para $F_R$ , ver Capítulo 10 Además, se debe cumplir la siguiente desigualdad: $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t \quad (\text{C.2.3})$	-----	-----

<p>Conexiones con placa en el extremo</p> 	<p>Estado límite: fluencia local de la HSS por carga axial</p> $R_n =$ $2F_y t(5t_p + l_b) \leq F_y A \quad (C.2.2)$ $F_R = 1.0$	
<b>Funciones</b>		
$Q_f = 1.0$ para perfiles HSS en la cara en que la conexión está en tensión		(C.2.5a)
$= 1.0 - 0.3U(1 + U)$ para perfiles HSS en la cara en que la conexión está en compresión		(C.2.5b)
$U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right]$		(C.2.6)
<p>Donde, <math>P_u</math> y <math>M_u</math> se determinan en la cara de la conexión en la que los esfuerzos de compresión son más bajos. <math>P_u</math> y <math>M_u</math> se refieren a las resistencias requeridas en el perfil HSS (acciones de diseño).</p>		

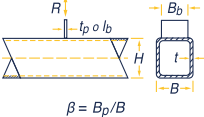
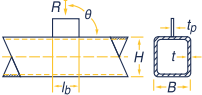
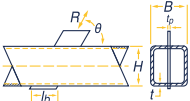
**Tabla C.2.1 Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros HSS circulares**

Ángulo de la placa que aplica la carga	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de las paredes de la HSS	$D/t \leq 50$ para conexiones tipo T bajo carga axial o flexión en la placa. $D/t \leq 40$ para conexiones a traves con carga axial o flexión en la placa. $D/t \leq 0.11 E/F_y$ bajo fuerza de cortante aplicada por la placa. $D/t \leq 0.11 E/F_y$ para conexiones con placa en compresión en el extremo.
Relación de anchos	$0.2 < B_p/D \leq 1.0$ para conexiones con placa transversal.
Resistencia del material	$F_y \leq 360 \text{ MPa}$ (3,600 kg/cm <sup>2</sup> )
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$ <i>Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C.</i>

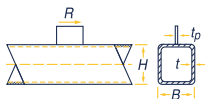
**Tabla C.2.2 Límites de aplicación de la tabla C.2.1**





Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión
<p data-bbox="163 415 408 488">Conexiones con placa transversal tipo T o a traves con carga axial en la placa</p>  <p data-bbox="234 662 317 684"><math>\beta = B_p/B</math></p>	<p data-bbox="510 163 855 210">Estado límite: fluencia local de la placa, para todos los valores de <math>\beta</math></p> $R_n = \frac{10}{B/t} F_y t \beta_p \leq F_y t \beta_p \quad (C.2.7)$ $F_R = 0.95$ <hr/> <p data-bbox="510 329 845 375">Estado límite: penetración por fluencia en cortante de la HSS, cuando:</p> $0.85 \leq \beta_p \leq B - 2t$ $R_n = 0.6 F_y t (2t_p + 2B_{ep}) \quad (C.2.8)$ $F_R = 0.95$ <hr/> <p data-bbox="495 505 868 551">Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la HSS, cuando <math>\beta = 1.0</math></p> $R_n = 2 F_y t (5k + l_b) \quad (C.2.9)$ $F_R = 1.0$ <hr/> <p data-bbox="472 650 891 724">Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la HSS, cuando <math>\beta = 1.0</math> y la placa está en compresión, para conexiones tipo T</p> $R_n = 1.6 t^2 \left( 1 + \frac{3l_b}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y Q_f} \quad (C.2.10)$ $F_R = 0.75$ <hr/> <p data-bbox="472 843 891 917">Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la HSS, cuando <math>\beta = 1.0</math> y la placa está en compresión, para conexiones a traves</p> $R_n = \left( \frac{48 t^3}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y Q_f} \quad (C.2.11)$ $F_R = 0.90$
<p data-bbox="151 1043 422 1117">Conexiones con placa longitudinal tipo Y, T o a traves con carga axial en ella</p> 	<p data-bbox="513 1055 845 1077">Estado límite: plastificación de la HSS</p> $R_n \text{sen}(\theta) = \frac{F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left( \frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (C.2.12)$ $F_R = 1.00$
<p data-bbox="174 1299 399 1393">Conexiones con placa longitudinal que atraviesa la sección tipo T o Y, con carga axial en ella</p> 	<p data-bbox="560 1303 798 1349">Estado límite: plastificación de las paredes de la HSS</p> $R_n \text{sen}(\theta) = \frac{F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left( \frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (C.2.13)$ $F_R = 1.00$

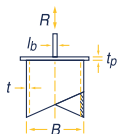
Conexión longitudinal con placa tipo T, con fuerza cortante en ella



Estados límites: de la placa y de penetración por cortante en la HSS  $R_n$ , (Capítulo 10)  
Además, se debe cumplir la condición siguiente:

$$t_p \leq \frac{F_y}{F_{yp}} t \quad (\text{C.2.3})$$

Conexión con placa en el extremo y carga axial en ella



Estado límite: plastificación local de las paredes laterales de la HSS

Cuando  $(5t_p + l_b) < B$

$$R_n = 2F_y t (5t_p + l_b) \quad (\text{C.2.14a})$$

Cuando  $(5t_p + l_b) \geq B$

$$R_n = F_y t A \quad (\text{C.2.14b})$$

$$F_R = 1.00$$

Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la HSS cuando la placa está en compresión

$$R_n = 1.6 t^2 \left[ 1 + \frac{6 l_b}{B} \left( \frac{t}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{E F_y \frac{t_p}{t}} \quad (\text{C.2.15})$$

Cuando  $(5t_p + l_b) < B$

$$F_R = 0.75$$

### Funciones

$Q_f = 1.0$  para perfiles de conexión de la HSS en tensión. (C.2.5a)

$= 1.3 - 0.4 U/\beta \leq 1.0$  para superficies de conexión de la HSS en compresión, para uniones con placa transversal. (C.2.16)

$= \sqrt{1 - U^2}$  para superficies de conexión de la HSS en compresión, para placas longitudinales y placas longitudinales a trabes. (C.2.17)

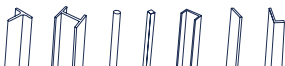
$$U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right] \quad (\text{C.2.6})$$

$P_u$  y  $M_u$  se determinan en el lado de la junta que tiene los esfuerzos de compresión más bajos.  $P_u$  y  $M_u$  se refieren a la resistencia requerida en los perfiles HSS.

$$B_{ep} = \frac{10 B_p}{F/t} \leq B_p \quad (\text{C.2.18})$$

$k$  = radio exterior de las esquinas de la HSS  $\geq 1.5t$

**Tabla C.2.3 Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros HSS rectangulares**



Ángulo de la placa que aplica la carga	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de las paredes de la HSS	$B/t$ o $H/t \leq 35$ para la pared cargada, en conexiones con placa transversal. $B/t$ o $H/t \leq 40$ para la pared cargada, conexiones con placa longitudinal o a través. $(B-3t)/t$ o $(H-3t)/t \leq 1.40\sqrt{EF_y}$ la pared cargada, cuando la placa transmite fuerza cortante.
Relación de anchos	$0.25 < B_p/B \leq 1.0$ para conexiones con placa transversal.
Resistencia del material	$F_y \leq 360 \text{ MPa}$ (3,600 kg/cm <sup>2</sup> )
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$ <i>Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C.</i>

Tabla C.2.4 Límites de aplicación de la tabla C.2.3

### C.3 Conexiones directas entre perfiles HSS en armaduras

Para fines de esta especificación, los ejes de las cuerdas y de los miembros del alma deben estar en un mismo plano; además, en conexiones con HSS rectangulares las caras de todos los miembros deben ser paralelas a ese plano.

En el diseño de las conexiones de armaduras en las que los miembros del alma están conectados a las cuerdas con soldadura, no se consideran los momentos producidos por excentricidades que estén dentro de los límites de aplicación.

La resistencia es  $F_R P_n$

La resistencia nominal,  $P_n$  *sen*  $\theta$ , se calcula para el estado límite que rige la falla de la conexión y el tipo de ésta, según que los perfiles sean circulares o rectangulares.

#### Definición de parámetros

$A$	área total de la sección transversal del miembro.
$B$	ancho total del miembro principal, HSS rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión.
$B_p$	ancho total del miembro del alma (diagonal o montante) rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión.
$D$	diámetro exterior del miembro principal HSS circular.
$D_b$	diámetro exterior de una diagonal o montante circular.
$F_y$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la cuerda.
$F_y^d$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de las diagonales o montantes.
$F_u^d$	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión de las HSS.
$H$	peralte total del de la cuerda HSS rectangular, medido en el plano de la conexión.
$H_b$	peralte total del elemento del alma HSS rectangular, medido en el plano de la conexión.
$O_v$	$I_{ov}/I_p \times 100$ , en porcentaje.
$S$	módulo de sección elástico del miembro.
$e$	excentricidad de la conexión, positiva cuando se aleja de los elementos del alma.
$g$	separación entre elementos del alma en conexiones tipo K abiertas, despreciando la soldadura.

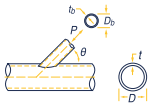
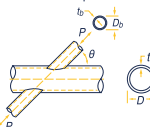
$k$	radio exterior de las esquinas de una sección $HSS \geq 1.5t$ .
$l_b$	$H_b / \text{sen}\theta$
$l_{ov}$	longitud traslapada de dos diagonales o montantes, medida a lo largo de la cara de la cuerda a la que se unen.
$l_p$	longitud proyectada sobre la cuerda del traslape de los miembros del alma.
$t$	grueso de diseño de la pared de un miembro HSS principal (cuerda).
$\beta$	relación de anchos; para miembros HSS circulares, cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda = $D_b / D$ ; para miembros HSS rectangulares, cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda = $B_p / B$ .
$\beta_{ef}$	relación efectiva de anchos; suma de los perímetros de los dos elementos del alma en conexiones tipo K dividida ocho veces el ancho de la cuerda.
$\gamma$	relación de esbeltez de la cuerda; en miembros HSS circulares, cociente de la mitad del diámetro entre el espesor de la pared = $D/2t$ ; en miembros rectangulares, cociente de la mitad del ancho entre el espesor de la pared = $B/2t$ .
$\eta$	parámetro de la longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros HSS rectangulares; cociente de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda = $l_y/B$ .
$\theta$	ángulo agudo entre un miembro del alma y la cuerda, en grados.
$\xi$	relación de separación; cociente de la separación de los miembros del alma de una conexión tipo abierta entre el ancho de la cuerda = $g/B$ en miembros HSS rectangulares.
$K$	

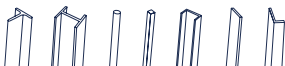
### C.3.1 Elementos HSS circulares

Las resistencias de conexiones de armaduras entre miembros HSS circulares que están dentro de los límites de la tabla C.3.2 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables, que se indican en la tabla C.3.1.

### C.3.2 Elementos HSS rectangulares

Las resistencias de conexiones de armaduras entre HSS rectangulares que están dentro de los límites de la tabla C.3.4 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables, que se indican en la tabla C.3.3.

Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
<p>Conexiones tipo Y, T, a traves y K abiertas</p> <p>Cuando <math>D_b</math> (tensión/compresión) <math>&lt; (D - 2t)</math></p>	<p>Estado límite: fluencia por cortante (penetración)</p> $P_n = 0.6F_y t \pi D_b \left( \frac{1 + \text{sen } \theta}{2 \text{sen}^2 \theta} \right) \quad (\text{C.3.1})$ $F_R = 0.95$
<p>Conexiones tipo Y y T</p> 	<p>Estado límite: plastificación de la cuerda</p> $P_n \text{sen } \theta = 0.6F_y t^2 (3.1 + 15.6\beta^2) \gamma^{0.2} Q_f \quad (\text{C.3.2})$ $F_R = 0.90$
<p>Conexiones tipo a traves</p> 	<p>Estado límite: plastificación de la cuerda</p> $P_n \text{sen } \theta = F_y t^2 \left( \frac{5.7}{1 - 0.81\beta} \right) Q_f \quad (\text{C.3.3})$ $F_R = 0.90$



<p>Conexiones tipo K con separación o con traslape</p>	<p>Estado límite: plastificación de la cuerda</p> $(P_n \sin \theta)_{\text{diagonal en compresión}} = F_y t^2 \left( 2 + 11.33 \frac{D_b \text{ comp}}{D} \right) Q_g Q_f \quad (\text{C.3.4})$ $(P_n \sin \theta)_{\text{diagonal en tensión}} = (P_n \sin \theta)_{\text{diagonal en compresión}} \quad (\text{C.3.5})$ $F_R = 0.90$
<b>Funciones</b>	
$Q_f = 1.0$ para perfiles de conexión de la HSS en tensión.	(C.2.5a)
$= 1.3 - 0.4U(1 + U) \leq 1.0$ cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión.	(C.2.5b)
$U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right]$	(C.2.6)
$P_u$ y $M_u$ se determinan en el lado de la junta que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. $P_u$ y $M_u$ se refieren a la resistencia requerida en los perfiles HSS.	
$Q_g = \gamma^{0.2} \left[ 1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{e \left( \frac{0.5g}{t} - 1.33 \right) + 1} \right]$	(C.3.6)

**Tabla C.3.1 Resistencia de conexiones entre miembros HSS circulares**

<b>Excentricidad de la conexión</b>	$-0.55 \leq e/D \leq 0.25$ en conexiones tipo k
Ángulo de las barras del alma	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ en conexiones tipo Y, T y K. $D/t \leq 40$ en conexiones a trabes.
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 50$ en barras del alma en tensión $D_b/t_b \leq 0.05 E/F_{yb}$ en las barras del alma en compresión.
Relación de anchos	$0.02 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo Y, T a trabes y K traslapadas. $0.4 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo k abiertas.
Separación entre elementos del alma	$g \geq t_b \text{ comp} + t_b \text{ temp}$ en conexiones tipo K abiertas.
Traslape de elementos del alma	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ en conexiones tipo K con traslape entre diagonales.
Espesor de la pared del miembro de la diagonal	$t_b \text{ traslapando} + t_b \text{ traslapada}$ en conexiones tipo K traslapadas.
Resistencia del material	$F_y$ y $F_{yb} \leq 360 \text{ MPa}$ (3,600 kg/cm <sup>2</sup> )
Ductilidad	$F_y/F_u$ y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$

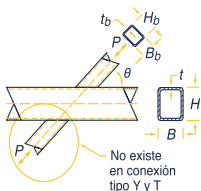
Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C.

**Tabla C.3.2 Límites de aplicación de la tabla C.3.1**

**Tipo de conexión**

**Resistencia axial de la conexión**

Conexiones tipo Y, T y a traves



Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando  $\beta \leq 0.85$

$$P_n \text{sen } \theta = F_{yt}^2 \left( \frac{2\eta}{1-\beta} + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right) Q_f \quad (\text{C.3.7})$$

$$F_R = 1.00$$

Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando  $0.85 < \beta = 1 - 1/\gamma$  o  $B/t < 10$

$$P_n \text{sen } \theta = 0.67 F_{yt} B (2\eta + \beta_{eop}) \quad (\text{C.3.8})$$

$$F_R = 0.95$$

Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la cuerda, cuando  $\beta = 1.0$

$$P_n \text{sen } \theta = 2 F_{yt} (2k + l_b) \quad (\text{C.3.9})$$

$$F_R = 1.00$$

Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda, cuando  $\beta = 1.0$  y el miembro del alma está en compresión, en conexiones tipo Y y T

$$P_n \text{sen } \theta = 1.6 t^2 \left( 1 + \frac{3l_b}{H-3t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad (\text{C.3.10})$$

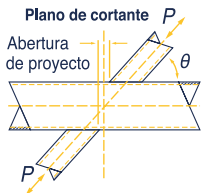
$$F_R = 0.75$$

Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda, cuando  $\beta = 1.0$  y los miembros del alma está en compresión, en conexiones a traves

$$P_n \text{sen } \theta = \left( \frac{48 t^3}{H-3t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad (\text{C.3.11})$$

$$F_R = 0.90$$

Caso en que se revisa el estado límite por cortante en las paredes laterales de la cuerda

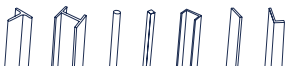


Estado límite: fluencia local del miembro o miembros del alma debido a una distribución local desbalanceada de fuerzas, cuando  $\beta > 0.85$

$$P_n = F_{yb} t_b (2H_b + 2b_{eoi} - 4t_b) \quad (\text{C.3.12})$$

$$F_R = 0.95$$

$$b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left( \frac{F_{yt}}{F_{yb} t_b} \right) B_b \leq B_b \quad (\text{C.3.13})$$



Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda en conexiones a traves con  $\theta < 90^\circ$ , cuando se crea una abertura de proyecto (ver figura)  $P_{n\text{sen } \theta}$  se determina de acuerdo a la sección 7.5

Estado límite: plastificación de las paredes de la cuerda para todas las  $\beta$

$$P_{n\text{sen } \theta} = F_y t^2 (9.8 \beta_e \gamma^{0.5}) Q_f \quad (\text{C.3.14})$$

$$F_R = 0.90$$

Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando  $B_b < B - 2t$   
No se revisan miembros del alma de sección cuadrada

$$P_{n\text{sen } \theta} = 0.6 F_y t B (2\eta + \beta + \beta_{ef}) \quad (\text{C.3.15})$$

$$F_R = 0.90$$

Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda, en la apertura entre diagonales  $P_{n\text{sen } \theta}$  se determina de acuerdo con la sección 7.5  
No se revisa para cuerdas de sección cuadrada

Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas. No se revisa para miembros del alma de sección cuadrada o cuando  $B/t \geq 15$

$$P_n = F_y b t_b (2H_b + B_b + b_{eoi} - 4t_b) \quad (\text{C.3.16})$$

$$F_R = 0.95$$

$$b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left( \frac{F_y t}{F_y b t_b} \right) B_b \leq B_b \quad (\text{C.3.13})$$

Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas

Cuando  $25\% \leq O_v < 50\%$ ;

$$P_{n,i} = F_y b_i t_{bi} \left[ \frac{O_v}{50} (2H_{bi} - 4t_{bi}) + b_{eoi} + b_{eov} \right] \quad (\text{C.3.17})$$

Cuando  $50\% \leq O_v < 80\%$ ;

$$P_{n,i} = F_y b_i t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + b_{eoi} + b_{eov}) \quad (\text{C.3.18})$$

Cuando  $80\% \leq O_v < 100\%$ ;

$$P_{n,i} = F_y b_i t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + b_{eov}) \quad (\text{C.3.19})$$

$$b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left( \frac{F_y t}{F_y b_i t_{bi}} \right) B_{bi} \leq B_{bi} \quad (\text{C.3.20})$$

$$b_{eov} = \frac{10}{B/t} \left( \frac{F_y b_j t_{b_j}}{F_y b_i t_{b_i}} \right) B_{b_i} \leq B_{b_i} \quad (\text{C.3.21})$$

El subíndice "i" se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el "j" al que se queda debajo

$$P_{n,j} = P_{n,i} \left( \frac{F_y b_j A_{b_j}}{F_y b_i A_{b_i}} \right) \quad (\text{C.3.22})$$

$$F_R = 0.95$$

#### Funciones

$$Q_f = 1.0 \text{ para perfiles de conexión de la HSS en tensión.} \quad (\text{C.2.5a})$$

$$= 1.3 - 0.4 U / \beta \leq 1.0 \text{ para conexiones tipo T, Y y a traves cuando la cara de la cuerda en que se conectan los miembros del alma está en compresión.} \quad (\text{C.2.16})$$

$$= 1.3 - 0.4 U / \beta_{ef} \leq 1.0 \text{ para conexiones tipo K abiertas cuando la cara de la cuerda en que se conectan los miembros del alma está en compresión.} \quad (\text{C.3.23})$$

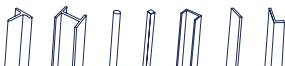
$$U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right] \quad (\text{C.2.6})$$

$P_u$  y  $M_u$  se determinan en el lado de la junta que tiene los esfuerzos de compresión más bajos.  $P_u$  y  $M_u$  se refieren a la resistencia requerida en los perfiles HSS.

$$B_{ef} = [(B_b + H_b)_{diagonal \text{ en compresión}} + (B_b + H_b)_{diagonal \text{ en tensión}}] / 4B \quad (\text{C.3.24})$$

$$B_{ef} = \frac{5\beta}{Y} \leq \beta \quad (\text{C.3.25})$$

**Tabla C.3.3 Resistencias de conexiones entre miembros HSS rectangulares**





<b>Excentricidad de la conexión</b>	$-0.55 \leq e/H \leq 0.25$ en conexiones tipo k
<b>Ángulo de las barras del alma</b>	$\theta \geq 30^\circ$
<b>Relación de esbeltez de la pared de la cuerda</b>	$B/t$ y $H/t \leq 35$ en conexiones tipo K abiertas, Y, T y a trabes. $B/t \leq 30$ en conexiones tipo K con traslape. $H/t \leq 30$ en conexiones tipo K con traslape.
<b>Relación de esbeltez de las paredes de los elementos del alma</b>	$B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 35$ para las barras del alma en tensión. $B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 1.25\sqrt{E/F_{yb}}$ en las barras del alma en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a trabes. $B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 35$ para las barras en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a trabes. $B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 1.1\sqrt{E/F_{yb}}$ para las barras en compresión de conexiones tipo K con traslape.
<b>Relación de anchos</b>	$B_b/B$ y $H_b/B \geq 0.25$ para conexiones tipo Y, T, a trabes y K traslapadas.
<b>Relación de aspectos</b>	$0.5 \leq H_b/t_b \leq 2.0$ y $0.5 \leq H/t \leq 2.0$
<b>Traslape entre elementos del alma</b>	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ en conexiones tipo K con traslape entre diagonales.
<b>Relación entre anchos de las paredes de los miembros del alma</b>	$B_{bi}/B_{bj} \geq 0.75$ para conexiones tipo K traslapadas. El subíndice "i" se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el "j" al que queda abajo.
<b>Relación entre groesos de las paredes de los miembros del alma</b>	$t_{bi}/t_{bj} \geq 1.0$ para conexiones tipo K con traslape. El subíndice "i" se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el "j" al que queda abajo.
<b>Resistencia del material</b>	$F_y$ y $F_{yb} \leq 360 \text{ MPa}$ (3,600 kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Ductilidad</b>	$F_y/F_u$ y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C.

## Límites adicionales para conexiones tipo K abiertas

Relación de anchos	$B_b/B$ y $H_b/B \geq 0.1 + \gamma/50$ . $B_{bf} \geq 0.35$ ;
Relación de la separación entre elementos del alma y el ancho de la cuerda	$\zeta = g/B \geq 0.5(1 - \beta_{ef})$ ;
Separación entre elementos del alma	$g \geq t_b \text{ diagonal en compresión} + t_b \text{ diagonal en tensión}$
Tamaño del miembro de la diagonal	La menor $B_b \geq 0.63$ (la mayor $B_b$ ), si ambas diagonales son rectangulares.

*Nota: El tamaño máximo de la separación entre los elementos del alma estará controlado por el límite de la relación e/H. Si la separación es mayor que el límite, se considerará como dos conexiones tipo Y.*

Tabla C.3.4 Límites de aplicación de la tabla C.3.3

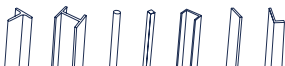
## C.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS

Su resistencia de diseño,  $F_r M_n$ , se determina siguiendo las indicaciones de este Apéndice y del Capítulo 10. Las conexiones que transmiten momento flexionante entre elementos HSS consisten en uno o dos miembros del alma soldados directamente a una cuerda continua, que pasa a través de la conexión, sobre la que aplican momentos flexionantes.

Este Apéndice es aplicable a conexiones en las que los ejes de todos los elementos están en el mismo plano.

### Definición de parámetros

$A$	área total de la sección transversal de la cuerda.
$B$	ancho total de cuerdas HSS rectangulares, medido a 90 grados del plano de la conexión.
$B_p$	ancho total de miembros HSS rectangulares del alma, medido a 90 grados del plano de la conexión.
$D$	diámetro exterior de la cuerda HSS circular.
$D_b$	diámetro exterior de miembros HSS circulares del alma.
$F_y$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la cuerda HSS.
$F_y^a$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del miembro HSS del alma.
$F_u$	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material de la HSS.
$H$	peralte total de la cuerda HSS rectangular, medido en el plano de la conexión.
$H_b$	peralte total del miembro del alma HSS rectangular, medido en el plano de la conexión.
$S$	módulo de sección elástico del miembro.
$Z_b$	módulo de sección plástico del miembro del alma alrededor del eje de flexión. $t$ grueso de diseño de la pared del miembro HSS de la cuerda.
$t_b$	grueso de diseño de la pared del miembro HSS del alma.
$\beta$	relación de anchos; para miembros HSS circulares, cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda $= D_b/D$ ; para miembros HSS rectangulares, cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda $= B_p/B$ .
$\gamma$	relación de esbeltez de la cuerda; en miembros HSS circulares, cociente de la mitad del diámetro entre el espesor de la pared $= D/2t$ ; en miembros rectangulares, cociente de la mitad del ancho entre el espesor de la pared $= B/2t$ .



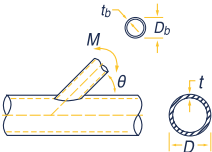
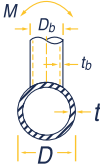
$\eta$	parámetro de longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros HSS rectangulares = $l_b/B$ ; relación de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda, donde $l_b = H_b / \text{sen}\theta$ .
$\theta$	ángulo agudo entre los miembros del alma y la cuerda, en grados.

### C.4.1 Elementos HSS circulares

Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla C.4.2 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla C.4.1.

### C.4.2 Elementos HSS rectangulares

Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla C.4.4 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla C.4.3.

Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
<p data-bbox="135 608 412 684">Conexiones tipo Y, T y a traves con flexión en el plano de las diagonales</p> 	<p data-bbox="495 608 855 633">Estado límite: plastificación de la cuerda</p> $M_n \text{sen}\theta = 5.39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f \quad (\text{C.4.1})$ $F_R = 0.90$
<p data-bbox="138 987 409 1064">Elementos del alma en flexión fuera del plano en conexiones tipo Y, T y a traves</p> 	<p data-bbox="495 987 855 1012">Estado límite: plastificación de la cuerda</p> $M_n \text{sen}\theta = F_y t D_b^2 \left( \frac{3}{1 - 0.81\beta} \right) Q_f \quad (\text{C.4.3})$ $F_R = 0.90$ <p data-bbox="515 1163 835 1214">Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando <math>D_b &lt; (D - 2t)</math></p> $M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left( \frac{1 + 3 \text{sen}\theta}{4 \text{sen}^2\theta} \right) \quad (\text{C.4.4})$ $F_R = 0.95$

En conexiones tipo Y, T, y a traves, con los elementos del alma bajo la combinación de carga axial, momento flexionante en el plano y fuera de él, o cualquier combinación de estos efectos:

$$\frac{P_r}{P_c} + \left( \frac{M_r - ip}{M_c - ip} \right)^2 + \frac{M_r - op}{M_c - op} \leq 1.0 \quad (\text{C.4.5})$$

$M_c - ip = F_R M_n$ , resistencia de diseño en flexión en el plano, de la tabla C.4.3

$M_c - op = F_R M_n$ , resistencia de diseño en flexión fuera del plano, de la tabla C.4.3

$M_r - ip$  resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables

$M_r - op$  resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables

$P_c = F_R M_n$  resistencia axial de diseño de la tabla C.3.3

$P_r$  resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables

#### Funciones

$Q_f = 1.0$  para perfiles de conexión de la HSS en tensión. (C.2.5a)

$= 1.3 - 0.4 U/\beta \leq 1.0$  cuando la superficie en la que se hace la conexión está en compresión. (C.2.16)

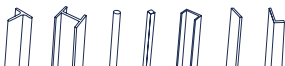
$$U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right] \quad (\text{C.2.6})$$

$P_u$  y  $M_u$  se determinan en el lado de la junta que tiene los esfuerzos de compresión más bajos.  $P_u$  y  $M_u$  se refieren a la resistencia requerida en los perfiles HSS.

Tabla C.4.1 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros HSS circulares

Ángulo de los elementos del alma	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ en conexiones tipo T o Y. $D/t \leq 40$ en conexiones a traves.
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 50$ $D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$
Relación de anchos	$0.02 < D_b/D \leq 1.0$
Resistencia del material	$F_y$ y $F_{yb} \leq 360 \text{ MPa}$ (3,600 kg/cm <sup>2</sup> )
Ductilidad	$F_y/F_u$ y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ <b>Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C.</b>

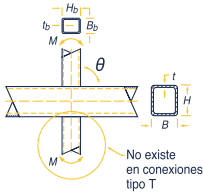
Tabla C.4.2 Límites de aplicación de la tabla C.4.1



## Tipo de conexión

## Resistencia en flexión de la conexión

Miembros del alma en flexión en el plano de la armadura. Conexiones tipo T y a traves



Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando  $\beta \leq 0.85$

$$M_n = F_y t^2 H_b \left[ \frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{(1-\beta)} \right] Q_f \quad (\text{C.4.6})$$

$$F_R = 1.00$$

Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando  $\beta > 0.85$

$$M_n = 0.5 F_y t (H_b + 5t)^2 \quad (\text{C.4.7})$$

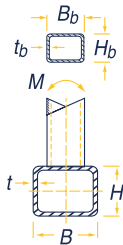
$$F_R = 1.00$$

Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando  $\beta > 0.85$

$$M_n = F_{yb} \left[ Z_b - \left( 1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right) B_b H_b t_b \right] \quad (\text{C.4.8})$$

$$F_R = 0.95$$

Miembros del alma en flexión en el plano de la armadura. Conexiones tipo T y a traves



Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando  $\beta \leq 0.85$

$$M_n = F_y t^2 \left[ \frac{0.5 H_b (1 + \beta)}{(1 + \beta)} + \sqrt{\frac{2 B B_b (1 + \beta)}{(1 + \beta)}} \right] Q_f \quad (\text{C.4.9})$$

$$F_R = 1.00$$

Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando  $\beta > 0.85$

$$M_n = F_y t (B - t) (H_b - 5t) \quad (\text{C.4.10})$$

$$F_R = 1.00$$

Estado límite: fluencia local del o los miembros del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando  $\beta > 0.85$

$$M_n = F_{yb} \left[ Z_b - 0.5 \left( 1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right)^2 B_b^2 H_b t_b \right] \quad (\text{C.4.11})$$

$$F_R = 0.95$$

Estado límite: falla por distorsión de la cuerda en conexiones tipo T y conexiones a traves desbalanceadas

$$M_n = 2 F_y t \left[ H_b t + \sqrt{B H T (B + H)} \right] \quad (\text{C.4.12})$$

$$F_R = 1.00$$

En conexiones tipo T y a traves con elemento/elementos del alma bajo la combinación de fuerza axial, momento flexionante en o fuera del plano de la armadura, o cualquier combinación de estos efectos:

$$\frac{P_r}{P_c} + \left( \frac{M_r - ip}{M_c - ip} \right)^2 + \frac{M_r - op}{M_c - op} \leq 1.0 \quad (\text{C.4.13})$$

$M_c - ip = F_R M_n$  resistencia de diseño en flexión en el plano, de la tabla C.4.3

$M_c - op = F_R M_n$  resistencia de diseño en flexión fuera del plano, de la tabla C.4.3

$M_r - ip$  resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables

$M_r - op$  resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondientes a las combinaciones de carga aplicables

$P_c = F_R M_n$  resistencia axial de diseño de la tabla C.3.3

$P_r$  resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables

#### Funciones

$Q_f = 1.0$  para perfiles de conexión de la HSS en tensión. (C.2.5a)

$= 1.3 - 0.4 U/\beta \leq 1.0$  cuando la superficie en la que se hace la conexión está en compresión. (C.2.16)

$$U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right] \quad (\text{C.2.6})$$

$P_u$  y  $M_u$  se determinan en el lado de la junta que tiene los esfuerzos de compresión más bajos.  $P_u$  y  $M_u$  se refieren a la resistencia requerida en los perfiles HSS.

Tabla C.4.3 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros HSS rectangulares

Ángulo de los elementos del alma	$\theta \cong 90^\circ$
Esbeltez de la pared de la cuerda	$B/t$ y $H/t \leq 35$
Esbeltez de las paredes de los elementos del alma	$B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 35$ $B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 1.25 \sqrt{E/F_{yb}}$
Relación de anchos	$B_b/B \geq 0.25$
Relación de aspecto	$0.5 \leq H_b/t_b \leq 2.0$ y $0.5 \leq H/t \leq 2.0$
Resistencia del material	$F_y$ y $F_{yb} \leq 360 \text{ MPa}$ (3,600 kg/cm <sup>2</sup> )
Ductilidad	$F_y/F_u$ y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$

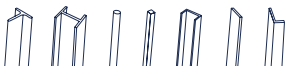
**Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C.**

Tabla C.4.4 Límites de aplicación de la tabla C.4.3

## C.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles HSS rectangulares

Sus resistencias de diseño,  $F_R R_n$ ,  $F_R M_n$ ,  $F_R P_n$ , se determinan siguiendo las indicaciones de este apéndice y del Capítulo 10.

Las resistencias de las conexiones de los elementos del alma se determinarán para el estado límite de la transferencia no uniforme de fuerzas a lo largo de la línea de la soldadura, debida



a diferencias en la rigidez relativa de las paredes de las HSS en conexiones entre miembros HSS y entre miembros HSS y placas transversales. Estas resistencias se calculan como sigue:

$$R_n \text{ o } P_n = F_{ns} t_s I_e \quad (\text{C.5.1})$$

$$M_{n-ip} = F_{ns} S_{ip} \quad (\text{C.5.2})$$

$$M_{n-op} = F_{ns} S_{op} \quad (\text{C.5.3})$$

Para cargas combinadas se utiliza la ecuación C.4.13.

a) Para soldaduras de filete  $F_R=0.75$

b) Para soldaduras de penetración parcial  $F_R=0.80$

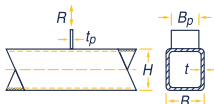
$F_{ns}$	resistencia nominal de la soldadura sin incremento debido a la dirección de la carga
$S_{ip}$	módulo de sección elástico de las soldaduras para flexión en el plano (Tabla C.5.1)
$S_{op}$	módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano (Tabla C.5.1).
$I_e$	longitud efectiva de la soldadura de penetración o filete en miembros HSS rectangulares para el cálculo de la resistencia de la soldadura.
$t_s$	la menor garganta efectiva de la soldadura alrededor del perímetro de la diagonal o placa.

Cuando una conexión tipo K con traslape se ha diseñado de acuerdo con la tabla C.3.3 y las componentes de las fuerzas en los miembros del alma, normales a la cuerda, están balanceadas en un 80 % (las componentes de las fuerzas en los miembros del alma normales a la cara de la cuerda difieren en no más del 20 %), la soldadura oculta debajo de la diagonal que traslapa puede ser omitida si las demás soldaduras con los miembros del alma traslapados desarrollan toda la capacidad de las paredes del miembro mencionado.

Las revisiones de las soldaduras en la tabla C.5.1 no se requieren si son capaces de desarrollar la resistencia completa de la pared del miembro del alma a lo largo de todo su perímetro (o con una placa a lo largo de su longitud completa).

### Tipo de conexión

**Conexiones transversales con placa tipo T o a traves con fuerza axial en la placa**



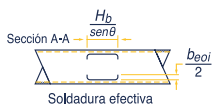
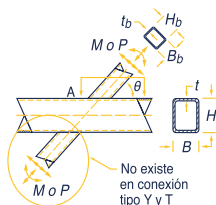
### Resistencia de la soldadura

Propiedades efectivas de la soldadura

$$l_e = 2 \left( \frac{10}{B/t} \right) \left( \frac{F_y t}{F_{yp} t_p} \right) B_p \leq 2B_p \quad (\text{C.5.4})$$

$l_e$  = longitud total efectiva de las soldaduras colocadas en los dos lados de la placa transversal.

**Conexiones tipo Y, T y a traves con fuerzas axiales o flexión en el elemento o elementos del alma**



Soldadura efectiva

Propiedades efectivas de la soldadura

$$l_e = \frac{2H_b}{\text{sen}\theta} + 2b_{eoi} \quad (\text{C.5.5})$$

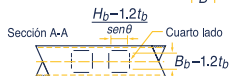
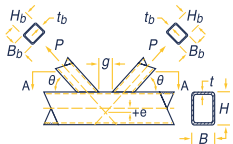
$$S_{ip} = \frac{t_s}{3} \left( \frac{H_b}{\text{sen}\theta} \right)^2 + t_s b_{eoi} \left( \frac{H_b}{\text{sen}\theta} \right) \quad (\text{C.5.6})$$

$$S_{op} = t_s \left( \frac{H_b}{\text{sen}\theta} \right) B_b + \frac{t_s}{3} (B_b^2) - \frac{\left( \frac{t_s}{3} \right) (B_b - b_{eoi})^3}{B_b} \quad (\text{C.5.7})$$

$$b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left( \frac{F_y t}{F_y b t_b} \right) B_b \leq B_b \quad (\text{C.3.13})$$

Cuando  $\beta > 85$  o  $\theta > 50^\circ$ ,  $b_{eoi}/2$  no debe exceder de  $2t$ .

**Conexión tipo K abierta con fuerzas axiales en los elementos del alma**



Soldadura efectiva  $\theta \geq 60^\circ$ ,  
cuarto lado efectivo cuando  $\theta \leq 50^\circ$

Propiedades efectivas de la soldadura

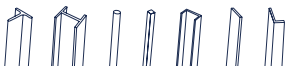
Cuando  $\theta \leq 50^\circ$

$$l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\text{sen}\theta} + 2(B_b - 1.2t_b) \quad (\text{C.5.8})$$

Cuando  $\theta \geq 60^\circ$

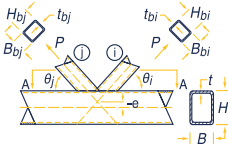
$$l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\text{sen}\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (\text{C.5.9})$$

Cuando  $50^\circ < \theta < 60^\circ$ ,  $l_e$  se determina por interpolación lineal.

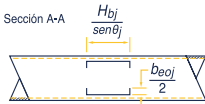




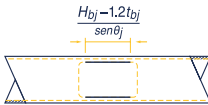
**Conexiones tipo K con traslape entre los miembros del alma con fuerzas axiales**



Obsérvese que las flechas que indican las fuerzas en conexiones tipo K traslapadas pueden cambiar de sentido; i y j controlan la identificación de los miembros



Soldadura efectiva: ecuación C.5.13  
 Cuando  $B_{bj}/B \leq 0.85$  o  $\theta_j \leq 50^\circ$



Soldadura efectiva:  
 Cuando  $B_{bj}/B \leq 0.85$  o  $\theta_j \leq 50^\circ$

Propiedades efectivas de la soldadura en miembros traslapados (todas las dimensiones son para el miembro que se monta sobre el otro, i)

Cuando  $25\% \leq O_v < 50\%$ ,

$$I_e = \frac{20v}{50} \left[ \left( 1 - \frac{O_v}{100} \right) \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_j} \right) + \frac{O_v}{100} \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_i + \text{sen}\theta_j} \right) \right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (C.5.10)$$

Cuando  $50\% \leq O_v < 80\%$ ,

$$I_e = 2 \left[ \left( 1 - \frac{O_v}{100} \right) \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_i + \text{sen}\theta_j} \right) \right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (C.5.11)$$

Cuando  $80\% \leq O_v < 100\%$ ,

$$I_e = 2 \left[ \left( 1 - \frac{O_v}{100} \right) \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_i + \text{sen}\theta_j} \right) \right] + B_{bi} + b_{eov} \quad (C.5.12)$$

$$b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left( \frac{F_y t}{F_{yb} t_{bi}} \right) B_{bi} \leq B_{bi} \quad (C.3.20)$$

$$b_{eov} = \frac{10}{B/t} \left( \frac{F_y b_j t_{bj}}{F_{yb} t_{bi}} \right) B_{bi} \leq B_{bi} \quad (C.3.21)$$

Cuando  $B_{bj}/B_b > 0.85$  o  $\theta_j > 50^\circ$ ,  
 $B_{eoi}/2$ , no debe exceder de  $2t$ ,  
 y si  $B_{bj}/B_b > 0.85$  o  $(180 - \theta_i - \theta_j) > 50^\circ$ ,  
 $b_{eov}/2$  no debe ser mayor que  $2t_{bj}$ .

El subíndice i se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el j al que queda debajo.

$$I_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\text{sen}\theta_j} + 2b_{eoj} \quad (C.5.13)$$

$$b_{eoj} = \frac{10}{B/t} \left( \frac{F_y t}{F_{yb} t_{bj}} \right) B_{bj} \leq B_{bj} \quad (C.5.14)$$

Cuando  $B_{bi}/B > 0.85$  o  $\theta_i > 50^\circ$ ,

$$I_{e,j} = \frac{2(H_{bj} - 1.22t_{bj})}{\text{sen}\theta_j} \quad (C.5.15)$$

Tabla C.5.1 Propiedades efectivas de la soldadura en conexiones con miembros HSS rectangulares

## APÉNDICE D. DISEÑO POR FATIGA

Este Apéndice se refiere al diseño de miembros y conexiones sometidas a un número elevado de ciclos de aplicación de esfuerzos, dentro del intervalo de comportamiento elástico, de magnitud y frecuencia suficientes para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen el estado límite de fatiga.

Se da especial atención a los elementos estructurales que soportan a las grúas viajeras. Nota: No están incluidos los puentes.

### D.1 Aspectos generales

Las recomendaciones de este Apéndice se aplican a esfuerzos calculados con cargas de servicio, el esfuerzo máximo producido por esas cargas no debe exceder de  $0.66F_y$ .

El intervalo de esfuerzos se define como la magnitud del cambio de esfuerzos producidos por la aplicación o remoción de la carga viva de servicio. Cuando haya inversión de esfuerzos, el intervalo es la suma de los valores absolutos de los esfuerzos máximos repetidos de tensión o compresión, o la suma de los valores absolutos de los esfuerzos cortantes máximos de sentidos contrarios en el punto probable de iniciación de la grieta.

No se requiere evaluar la resistencia a la fatiga cuando:

- a) *El intervalo de esfuerzos producidos por la carga viva de servicio es menor que el umbral admisible de intervalos,  $F_{TH}$ , que es función de la categoría de esfuerzo para el elemento en revisión. (Ver tablas D.2.1 a D.2.7)*
- b) *El número de ciclos de aplicación de la carga viva en miembros formados por placas o perfiles es menor de 20,000 durante su vida útil.*

La resistencia ante cargas cíclicas determinada aquí es aplicable sólo a estructuras protegidas contra la corrosión de manera adecuada o construidas en atmósferas poco corrosivas.

Cuando haya elementos móviles en la estructura, como en el caso de grúas viajeras o maquinarias con vibraciones estacionarias, se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) *Identificar los elementos estructurales y conexiones que estarán sometidos a un número elevado de veces, durante su vida útil, a la acción de cargas variables repetidas.*
- b) *La amplitud de los esfuerzos, calculada con la teoría elástica lineal, usando las propiedades de la sección total, sin considerar concentraciones de esfuerzos en el punto o detalle que se revisa. La amplitud de esfuerzos se define como el cambio en su valor producido por la fluctuación de la carga viva de servicio (Figura D.1.1). Si los esfuerzos variables son siempre compresiones, la revisión por fatiga no es necesaria. Al estudiar la fatiga no se consideran acciones producidas por viento o sismo.*
- c) *El número de ciclos de carga y descarga con inversión de signo para cada amplitud de esfuerzos de los miembros estructurales que soportan a los elementos o equipos que pueden producir la fatiga. Los registros de cargas y el número de ciclos son proporcionados, en cada caso, por las especificaciones particulares del equipo.*
- d) *Espectro de carga, que se define como la frecuencia para cada por ciento de carga durante un periodo determinado de tiempo; que se toma como base para calcular el número de ciclos de carga completa equivalente de diseño.*

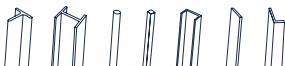




Figura D.1.1 Amplitudes de esfuerzos en curvas de variación de carga.

## D.2 Diseño por fatiga

### D.2.1 Material simple y juntas soldadas

En material simple y en juntas soldadas, el intervalo de esfuerzos producido por cargas de servicio no debe ser mayor que el permitido, calculado con la ecuación D.2.1.

$$F_{SR} = \left( \frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{\frac{1}{m}} (329)^{\frac{1}{7}} \geq F_{TH} \quad (D.2.1)$$

$$\left[ F_{SR} = \left( \frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{\frac{1}{m}} \times 70.3 \geq F_{TH} \right] (S.M.D.)$$

- $C_f$  constante que se toma de las tablas D.2.1 a D.2.7, para la categoría de fatiga correspondiente.  
 $F_{SR}$  amplitud de esfuerzos permisibles,  $MPa$  ( $kg/cm^2$ )  
 $F_{TH}$  umbral de la amplitud de esfuerzos permisibles, amplitud de esfuerzos máximos para la que la vida de diseño no está controlada por fatiga (Tablas D.2.1 a D.2.7)  
 $n_{SR}$  número de ciclos de esfuerzos de amplitud constante durante la vida útil (variación por día por 365 días por los años de vida útil)  
 $m$  exponente que depende de la categoría en estudio (3 para todas las categorías excepto la F, y 6 para ésta).

*Nota: El diseño involucra al material base de los elementos estructurales y a las conexiones, que pueden ser soldadas o atornilladas. También influyen aspectos relacionados con el proceso de fabricación y montaje. Por ello la expresión anterior conduce a diferentes resultados que dependen del concepto particular por revisar.*

Dependiendo del tipo de detalle por revisar se definen ocho categorías con diferentes valores de la constante  $C_f$  y del umbral del intervalo de esfuerzos permisibles (máxima amplitud de esfuerzos para la que no se presenta la falla por fatiga),  $F_{TH}$ . Las tablas D.2.1 a D.2.7 contienen los parámetros de diseño por fatiga correspondientes a las distintas categorías.

Cuando se revisa algún detalle de elementos planos en tensión con soldadura de penetración parcial o filete que está en la categoría C, la amplitud constante del esfuerzo resistente en el pie de la soldadura de la sección transversal del elemento plano se revisa con la expresión:

El factor de reducción,  $R_F$ , es igual a:

$$F_{SR} = R_F \left( \frac{14.4 \times 10^{11}}{n_{SR}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (D.2.2)$$

$$\left[ F_{SR} = R_F \left( \frac{15.3 \times 10^{14}}{n_{SR}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] (S.M.D.)$$

a) En detalles de la categoría C, con inicio de la grieta en el pie de la soldadura, el esfuerzo permisible,  $F_{SR}$ , es mayor o igual que  $69 \text{ MPa}$  ( $700 \text{ kg/cm}^2$ ), y  $R_F$  es igual a 1.0.

b) En detalles de la categoría C' con soldadura de penetración parcial (PJP) transversal con o sin refuerzo, con inicio de la grieta en la raíz de la soldadura, el factor de reducción es:

$$R_F = ((1.12 + 1.01 (2a/t_p) + 1.24 (w/t_p)) / (t_p^{0.167})) \leq 1.0 \quad (\text{D.2.3})$$

En detalles de la categoría C'' con un par de soldaduras de filete transversal e inicio de la grieta en la raíz de la soldadura:

$$R_F = ((0.10 + 1.24 (w/t_p)) / (t_p^{0.167})) \leq 1.0 \quad (\text{D.2.4})$$

$2a$	longitud de la raíz no soldada en la dirección del espesor de la placa sometida a tensión (mm).
$t_p$	espesor de la placa en tensión (mm).
$w$	tamaño nominal del filete de contorno o refuerzo, en su caso, en la dirección del espesor de la placa en tensión (mm).

*Nota: En caso de que  $R_F=1.0$ , usar categoría C.*

En el análisis de un elemento con amplitudes de esfuerzos no constantes, cada amplitud tiene un número de ciclos que contribuyen a la falla por fatiga del elemento. Conocido el número de ciclos para cada amplitud de esfuerzos a la que va a estar sometida la estructura (espectro de carga), se obtiene un valor del número de ciclos de amplitud constante de esfuerzos para el diseño de la estructura, de acuerdo con la ecuación:

$$n_{SR} = \sum N_i \alpha_i^3 \quad (\text{D.2.5})$$

$N_i$	número de ciclos para el porcentaje de la carga máxima i
$\alpha_i$	relación de la amplitud de esfuerzos i, respecto a la amplitud máxima $f_{gr}/f_{grmax}$

## D.2.2 Fabricación especial y requisitos de montaje

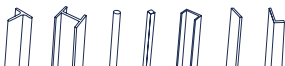
Las barras longitudinales de respaldo, que no es necesario remover, deben ser continuas. Si se requieren empalmar en juntas largas, los tramos de las barras longitudinales de respaldo se unen entre sí con soldadura a tope de penetración completa, cuyo refuerzo se alisa antes de ensamblar la conexión. Cuando se permite que las barras longitudinales de respaldo permanezcan, se ligan con soldaduras de filete continuas.

En conexiones transversales en tensión se remueven las barras de respaldo, se limpia la raíz de la unión hasta descubrir material sano, y se vuelve a soldar.

En soldaduras transversales de penetración completa en T y en esquina, las esquinas entrantes se refuerzan con soldadura de filete de tamaño no menor de 6 mm.

La rugosidad de las superficies de los bordes cortados térmicamente, sujetos a intervalos de esfuerzos cíclicos que incluyen tensión, no deberá de exceder de  $25 \mu\text{m}$ .

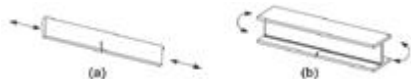
Las esquinas entrantes en cortes y en agujeros para acceso de soldaduras tendrán un radio igual o mayor que 10 mm, formado petraladrando o subpunzonando y escariando un agujero, o con corte térmico, para formar el radio de la esquina. En este último caso, la superficie cortada debe pulirse hasta obtener un metal brillante.



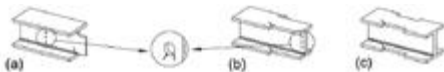
Descripción	Categoría de esfuerzos	Contante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 1 – MATERIALES LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA</b>				
<b>1.1</b> Metal base, excepto acero interperizable sin protección, laminado o con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 25 $\mu$ m o menor, y sin esquinas entrantes.	A	250 x 10 <sup>8</sup>	165 (1680)	Lejos de toda soldadura o conexión.
<b>1.2</b> Metal base, acero interperizable sin protección, con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 25 $\mu$ m o menor, sin esquinas entrantes.	B	120 x 10 <sup>8</sup>	110 (1120)	Lejos de toda soldadura o conexión.
<b>1.3</b> Miembros con agujeros punzonados o escariados. Miembros con discontinuidades geométricas, que cumplen los requisitos del inciso D.2.2. Se excluyen agujero de acceso para soldaduras.	B	120 x 10 <sup>8</sup>	69 (700)	En cualquier borde exterior o en el perímetro de un agujero.
<b>1.4</b> Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura que cumplan los requisitos de los incisos 10.2.2 y D.2.2 Miembros con agujeros taladrados o escariados que contienen tornillos para conectar diagonales de contraventeo ligeras, donde hay una pequeña componente longitudinal de la fuerza en la diagonal.	C	44 x 10 <sup>8</sup>		En la esquina entrante de agujeros de acceso para soldaduras o en cualquier agujero pequeño (pueden contener tornillos para conexiones menores).
<b>SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE</b>				
<b>2.1</b> Área total del metal base en juntas traslapadas conectadas con tornillos de alta resistencia en juntas que satisfacen todos los requisitos de conexiones de deslizamiento crítico.	B	120 x 10 <sup>8</sup>		
<b>2.2</b> Metal base en la sección neta de conexiones con tornillos de alta resistencia, diseñados al aplastamiento, pero fabricados e instalados cumpliendo todos los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico.	B	120 x 10 <sup>8</sup>		
<b>2.3</b> Metal base en la sección neta de otras juntas conectadas mecánicamente, excepto barras de ojo y placas para pasadores.	D	22 x 10 <sup>8</sup>		
<b>2.4</b> Metal base en la sección neta de las cabezas de barras de ojo y placas para pasadores.	E	11 x 10 <sup>8</sup>		

Ejemplos ilustrativos  
SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA

1.1 y 1.2



1.3

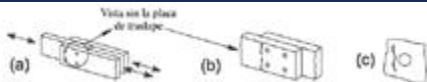


1.4



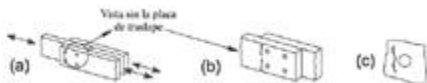
SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE

2.1



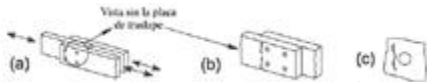
*Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas de deslizamiento crítico*

2.2



*Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas diseñadas por aplastamiento, que reúnen los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico*

2.3

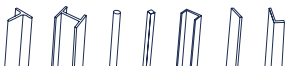


*Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas con apriete ajustado u otros conectores mecánicos*

2.4



Tabla D.2.1 Parámetros para diseño por fatiga



Descripción	Categoría de esfuerzos	Contante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS</b>				
<b>3.1</b> Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados con soldaduras longitudinales de penetración completa, con la raíz preparada para colocar una soldadura por el lado opuesto ("back gouted"), o unidas con soldaduras de filete continuas.	B	120 x 10 <sup>8</sup>	110 (1120)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura lejos de su extremo.
<b>3.2</b> Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados entre sí con soldaduras longitudinales de penetración completa sin remoción de las placas de respaldo, o unidos con soldadura continua de penetración parcial.	B'	61 x 10 <sup>8</sup>	83 (840)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura, incluyendo la que liga las barras de respaldo.
<b>3.3</b> Metal base en los extremos del metal de soldadura en agujeros de acceso para soldaduras longitudinales en uniones entre elementos que forman parte de miembros compuestos.	D	22 x 10 <sup>8</sup>	48 (490)	Desde la terminación de la soldadura hacia adentro del alma patín.
<b>3.4</b> Metal base en extremos de segmentos longitudinales de soldadura de filete intermitentes.	E	11 x 10 <sup>8</sup>	31 (315)	En el material conectado, en los lugares de inicio y terminación de cualquier depósito de soldadura.
<b>3.5</b> Metal base en los extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más angostas que el patín, con extremos cuadrados o trapezoidales, con o sin soldaduras transversales en los extremos, y cubreplacas, más anchas que el patín con soldaduras transversales en los extremos.				
Grueso del patín ≤ 20 mm	E	11 x 10 <sup>8</sup>	31 (315)	En el patín al pie de la soldadura en el extremo, en el patín en la terminación de soldaduras longitudinales o en el borde del patín con cubreplacas anchas.
Grueso del patín > 20 mm	E'	3.9 x 10 <sup>8</sup>	18 (180)	
<b>3.6</b> Metal base en extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más anchas que el patín, sin soldadura transversal en los extremos.	E'	3.9 x 10 <sup>8</sup>	18 (180)	En el borde del patín en el extremo de la soldadura de la cubreplaca.

**SECCIÓN 4 – CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS DE FILETE LONGITUDINALES**

4.1 Metal base en la unión de miembros cargados axialmente, con conexiones en los extremos soldadas longitudinalmente. La soldadura debe depositarse en los dos lados del miembro para balancear los esfuerzos en ella.

El extremo de cualquier soldadura, con extensión en el metal base.

$t \leq 12 \text{ mm}$	E	$11 \times 10^8$	31 (315)
$t > 12 \text{ mm}$	E'	$3,9 \times 10^8$	18 (180)

Ejemplos ilustrativos

**SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS**

3.1



3.2



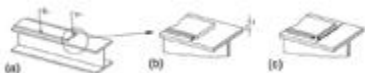
3.3



3.4



3.5



3.6

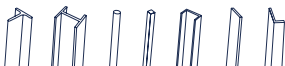


**SECCIÓN 4 – CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS DE FILETE LONGITUDINALES**

4.1



Tabla D.2.2 Parámetros para diseño por fatiga





Descripción	Categoría de esfuerzos	Contante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS</b>				
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa en secciones transversales laminadas o soldadas con soldaduras esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, y con sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	120 x 10 <sup>8</sup>	110 (1120)	Discontinuidades internas en el metal de soldadura o a lo largo de la frontera de la fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en espesor o ancho hechas con una pendiente no mayor de 1 en 2.5, y con la sanidad de la soldadura establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.				
Fy < 620 MPa (6330 kg/cm <sup>2</sup> )	B	120 x 10 <sup>8</sup>	110 (1120)	Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera del límite de fusión, o en el inicio de la transición cuando Fy ≥ 620 MPa (6330 kg/cm <sup>2</sup> ).
Fy ≥ 620 MPa (6330 kg/cm <sup>2</sup> )	B'	61 x 10 <sup>8</sup>	83 (840)	
5.3 Metal base con Fy igual o mayor que 620 MPa (6330 kg/cm <sup>2</sup> ) y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en ancho hechas con un radio no menor que 600 mm, con el punto de tangencia en el extremo de la soldadura, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	120 x 10 <sup>8</sup>	110 (1120)	Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera de la zona de fusión,
5.4 Metal base y metal de soldadura en o adyacente al pie de soldaduras de penetración completa en uniones en T, en esquina o en empalmes, con o sin transiciones en grueso, con pendientes no mayores que 1 en 2.5, cuando no se quita el refuerzo de la soldadura, y su sanidad se establece por inspección radiográfica o ultrasónica.	C	44 x 10 <sup>8</sup>	69 (700)	Discontinuidades en la superficie, en el pie de la soldadura, que se extienden en el metal base o de soldadura.

**5.5 Metal base y metal de soldadura en conexiones transversales de los extremos de elementos planos cargados en tensión, usando soldaduras de penetración parcial con filetes de refuerzo o contorno, en juntas en T o en esquina.**  
FSR es la menor de las variaciones de esfuerzos permisibles que corresponden a la iniciación de la grieta en el pie o en la raíz de la soldadura.

Inicio de la grieta en el pie de la soldadura.

C

44 x 10<sup>8</sup>

69 (700)

Discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base.

Raíz de la soldadura sujeta a tensión; se extiende en la soldadura y a través de ella.

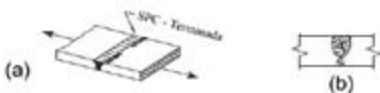
Inicio de la grieta en la raíz de la soldadura.

C'

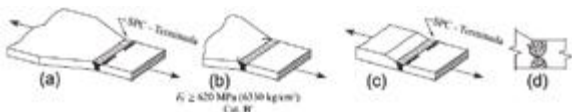
Ecuación D.2.2

NA

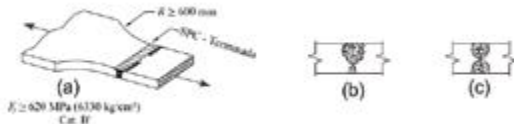
5.1



5.2



5.3



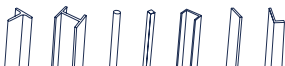
5.4



5.5



Tabla D.2.3 Parámetros para diseño por fatiga



Descripción	Categoría de esfuerzos	Contante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
-------------	------------------------	----------------	---	--

## SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS

<p><b>5.6 Metal base y metal de relleno</b> en conexiones transversales en los extremos de elementos planos en tensión, con un par de soldaduras de filete en lados opuestos de la placa. FSR es el menor de los intercalos de esfuerzos permisibles correspondientes al agrietamiento en el pie o en la raíz de la soldadura. Inicio de la grieta en el pie de la soldadura.</p>	B	120 x 10 <sup>8</sup>	110 (1120)	<p>Una discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura, que propaga en el metal base. La raíz de la soldadura sujeta a tensión Se propaga en y a través de la soldadura</p>
<p>Inicio de la grieta en la raíz de la soldadura.</p>	B'	61 x 10 <sup>8</sup>	83 (840)	
<p><b>5.7 Metal base de placas</b> en tensión o de trabes armadas y en almas y patines de vigas laminadas, en el pie de soldaduras de filete transversal, adyacentes a atiesadores transversales soldados.</p>	C	44 x 10 <sup>8</sup>	69 (700)	<p>Discontinuidades geométricas en el pie del filete; se extienden en el metal base.</p>

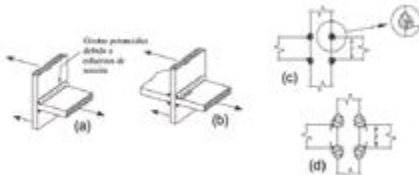
## SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE

<p><b>6.1 Metal base en detalles unidos</b> con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a fuerza longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.</p>				<p>Cerca del punto de tangencia del radio en el borde del miembro.</p>
R ≥ 600 mm	B	120 x 10 <sup>8</sup>	110 (1120)	
600 mm > R ≥ 150 mm	C	44 x 10 <sup>8</sup>	69 (700)	
150 mm > R ≥ 50 mm	D	22 x 10 <sup>8</sup>	48 (490)	
50 mm > R	E	11 x 10 <sup>8</sup>	31 (315)	

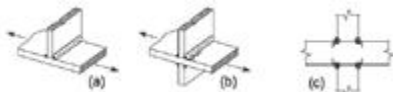
Ejemplos ilustrativos típicos

## SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS

5.6



5.7



## SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS

6.1

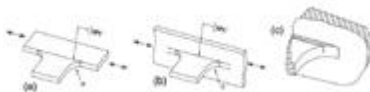
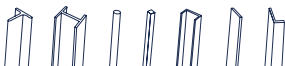


Tabla D.2.4 Parámetros para diseño por fatiga

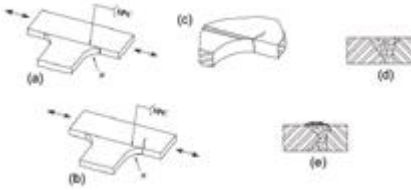
Descripción	Categoría de esfuerzos	Contante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta	
<b>SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE</b>					
6.2 Metal base en detalles del mismo grueso unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, $R$ , con el acabado de la soldadura esmerilada lisa, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica. Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura: $R \geq 600$ mm	B	$120 \times 10^8$	110 (1120)	Cerca de los puntos de tangencia del radio, en la soldadura o en el borde del material fundido, en el miembro o en la pieza unida. En el pie de la soldadura, a lo largo del borde del miembro o de la pieza unida.	
$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm	C	$44 \times 10^8$	69 (700)		
$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm	D	$22 \times 10^8$	48 (490)		
$50 \text{ mm} > R$	E	$11 \times 10^8$	31 (315)		
Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura: $R \geq 600$ mm	C	$44 \times 10^8$	69 (700)		
$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm	C	$44 \times 10^8$	69 (700)		
$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm	D	$22 \times 10^8$	48 (490)		
$50 \text{ mm} > R$	E	$11 \times 10^8$	31 (315)		
6.3 Metal base en detalles de gruesos desiguales unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, $R$ , con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica. Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura: $R > 50$ mm	D	$22 \times 10^8$	48 (490)		En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado. En la terminación de la soldadura en radios pequeños. En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado.
$R \leq 50$ mm	E	$11 \times 10^8$	31 (315)		
Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura: Cualquier radio	E	$11 \times 10^8$	31 (315)		



## Ejemplos ilustrativos típicos

## SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE

6.2



6.3

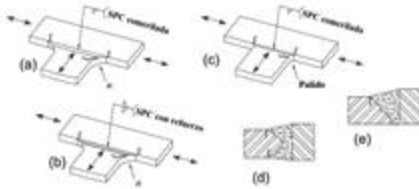


Tabla D.2.5 Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Contante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE</b>				
6.4 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en miembros transversales, con o sin esfuerzo transversal, unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, paralela a la dirección del esfuerzo cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa: R > 50 mm	D	$22 \times 10^8$	48 (490)	En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base.
R ≤ 50 mm	E	$11 \times 10^8$	31 (315)	
<b>SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS<sup>1</sup></b>				
7.1 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles con soldaduras paralelas o transversales a la dirección del esfuerzo, cuando el detalle no incluye radio de transición, de longitud en la dirección del esfuerzo a y grueso b: a < 50 mm	C	$44 \times 10^8$	69 (700)	En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende dentro del metal base.
50 mm ≤ a ≤ menor de entre 12 b o 100 mm	D	$22 \times 10^8$	48 (490)	
a > 100 mm cuando b > 20 mm	E	$11 \times 10^8$	31 (315)	
a > menor de entre 12 b o 100 mm, cuando b ≤ 20 mm	E'	$3.9 \times 10^8$	18 (180)	

7.2 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en detalles unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, con o sin carga transversal en el detalle, cuando éste incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa:  
 $R > 50 \text{ mm}$   
 $R \leq 50 \text{ mm}$

D  
E

$22 \times 10^8$   
 $11 \times 10^8$

48  
(490)  
31  
(315)

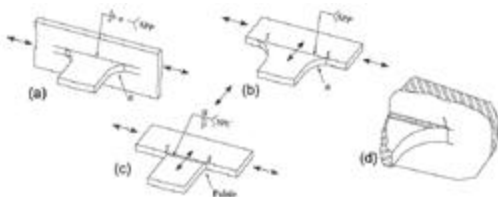
En el metal base, en la terminación de la soldadura. Se extiende dentro del metal base.

1 Los "elementos ligados" se definen como cualquier detalle de acero soldado a un miembro que, por su sola presencia, e independientemente de su carga, produce una discontinuidad en el flujo de esfuerzos en el miembro, por lo que reduce su resistencia a la fatiga.

Ejemplos ilustrativos típicos

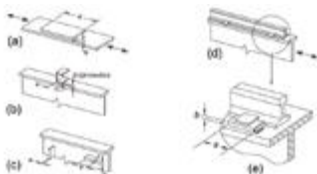
**SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE**

6.4



**SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS**

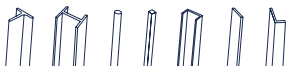
7.1



7.2



Tabla D.2.6 Parámetros para diseño por fatiga



Descripción	Categoría de esfuerzos	Contante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS</b>				
8.1 Metal base en conectores de cortante unidos con soldadura de filete o automática.	C	$44 \times 10^8$	69 (700)	El metal base, en el pie de la soldadura.
8.2 Cortante en la garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes, longitudinales o transversales.	F	$150 \times 10^{10}$	55 (560)	La raíz de la soldadura de filete; se extiende en la soldadura.
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura.	E	$11 \times 10^8$	31 (315)	En el metal base, en el extremo de la soldadura. Se propaga en el metal base.
8.4 Cortante en soldaduras de tapón o de ranura.	F	$150 \times 10^{10}$	55 (560)	La soldadura en la superficie de falla; se propaga en la soldadura.
8.5 Tornillos de alta resistencia de apriete ajustado, tornillos comunes, barras de anclaje roscadas y barras para colgantes con rosca cortada, "grounded" o laminada. La amplitud de la variación del esfuerzo en el área de tensión debida a carga viva más acción de palanca se considerará cuando corresponda.	G	$3.9 \times 10^8$	48 (490)	En la raíz de las roscas; se propaga en el sujetador.

Ejemplos ilustrativos típicos

**SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS**

8.1



8.2



8.3



8.4



8.5

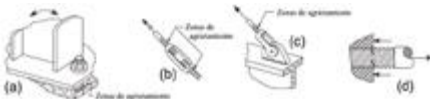


Tabla D.2.7 Parámetros para diseño por fatiga

## D.3 Grúas viajeras

### D.3.1 Número de ciclos para el diseño de la estructura de soporte

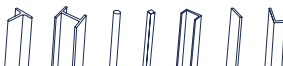
En la tabla D.3.1 se presenta el número estimado de ciclos de diseño para una amplitud uniforme de carga completa a la que va a estar sometida la estructura de soporte, determinado con un análisis de ciclos de servicio de la grúa.

*Nota: La clasificación de la estructura según el tipo de servicio proviene de la clasificación para grúas viajeras establecida por asociaciones de fabricantes de grúas.*

*Nota: Se cuenta con criterios para clasificar las grúas viajeras de acuerdo con la magnitud y frecuencia de la carga en relación con su capacidad. Estos criterios son estimados, por lo que los ciclos de carga para un equipo específico deben ser proporcionados por el fabricante del equipo y el propietario de la estructura.*

Clasificación del servicio de la estructura	Número de ciclos de carga completa recomendados, N	Servicio de la grúa
SA	20,000	Mantenimiento
SB	40,000	Ligero
SC	100,000	Mediano
SD	400,000	Pesado
SE	1,000,000	Cíclico
SF	≥ 2,000,000	Continuo

|| Tabla D.3.1 Número de ciclos recomendados para el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras





### D.3.2 Cargas dinámicas

En el diseño de naves industriales con grúas viajeras se deben considerar las acciones sobre la estructura de soporte debidas a efectos dinámicos producidos por las grúas. Entre ellas están las debidas a impacto, empuje lateral y frenado. Las fuerzas de estas acciones pueden determinarse como un porcentaje de la carga de diseño, tabla D.3.2.

Tabla D.3.2 Cargas, como porcentajes de la carga máxima, que deben considerarse en el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras

Tipo de grúa viajera	Carga vertical (incluye impacto)  Carga máxima por rueda <sup>a</sup>	Carga lateral total (en cualquiera de los dos sentidos) la mayor de:			Fuerza de frenado <sup>e</sup>  Máxima fuerza sobre la rueda de tracción
		Carga levantada <sup>b</sup>	Carga total levantada <sup>b</sup> más carro de traslación	Carga total levantada <sup>b</sup> más peso propio de la grúa	
1. Operada por cabina o radio control	125	40 <sup>c</sup>	20	10 <sup>c</sup>	20
2. Grúa de electroimán o de cuchara bivalva <sup>d</sup>	125	100	20	10	20
3. Grúa de brazo guía o con estibador	125	200	40 <sup>c</sup>	15	20
4. Grúa de mantenimiento	120	30 <sup>c</sup>	20	10 <sup>c</sup>	20
5. Grúa de control colgante	110	—	20	10	20
6. Grúa de cadena <sup>f</sup>	105	—	10	—	10
7. Mono puente	115	—	10	—	10

- Ocurre con el carro de rodadura sobre uno de los extremos del puente.
- La carga levantada corresponde a la carga máxima que puede levantar la grúa, a menos que se indique otra cosa. No incluye a la columna, corredera, u otro dispositivo de manipulación del material que sirva de guía en la dirección vertical durante el izaje.
- Grúas viajeras en plantas siderúrgicas.
- Servicios severos, como depósitos de chatarra; no incluye levantamiento de productos como bobina y placas en operaciones de almacenamiento.
- Carga levantada incluyendo brazo rígido.
- Debido a la naturaleza lenta de la operación, las fuerzas dinámicas son menores que para una grúa de control colgante.
- Si el número de ruedas de tracción es desconocido, considerar como fuerza de frenado el 10% de la carga total sobre todas las ruedas.

## APÉNDICE E. EDIFICIOS DE UN PISO

*Nota: Los edificios de un piso se utilizan con fines industriales, bodegas y almacenes: también es común su empleo en tiendas de autoservicio, gimnasios y, en general, en todos los casos en que se requieren espacios cubiertos de grandes dimensiones, con el menor número posible de columnas intermedias. En las secciones que siguen se tratan los edificios industriales, pero mucho de lo que se dice en ellas es también aplicable a las otras estructuras de un piso.*

### E.1 Edificios industriales

En algunos casos, su función se limita a crear espacios cubiertos adecuados para desarrollar determinadas actividades; en otros, forman parte del proceso industrial que se efectúa en su interior y en construcciones anexas; cuando es así, suelen estar provistos de grúas viajeras, soportadas por la estructura, que modifican y complican el diseño.

### E.2 Acciones

Se consideran las de todas las estructuras (cargas gravitacionales, viento, sismo, etc.) más, cuando hay grúas viajeras o equipos especiales, las producidas por su operación. Algunas acciones de tipo general pueden ser más importantes que en construcciones convencionales:

*a) Granizo. Como el peso propio de la cubierta suele ser pequeño, el granizo constituye una parte muy importante de la carga gravitacional total. Esto es especialmente cierto en cubiertas con pendientes reducidas, o con valles en los que puede acumularse el granizo (dientes de sierra, por ejemplo).*

*b) Viento. Además de presiones, el viento produce succiones en las cubiertas; si éstas son ligeras, la carga neta resulta hacia arriba, lo que puede ocasionar problemas en la cubierta (láminas, largueros) y en la estructura principal; si está formada por armaduras, las acciones en las cuerdas, diagonales y montantes pueden cambiar de signo.*

*c) Acciones generadas por maquinaria y grúas viajeras. Además de su peso, producen acciones dinámicas como impacto, frenaje y cabeceo. El fabricante del equipo proporciona los valores de diseño de estas acciones.*

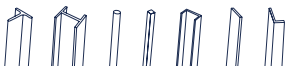
*d) Fatiga. Puede presentarse, principalmente, en las trabes carril por las que circulan las grúas viajeras y en los elementos de la estructura que las soportan. Su importancia es capital cuando las grúas forman parte del proceso industrial, pues funcionan de manera continua y producen un número muy elevado de ciclos de carga y descarga en poco tiempo.*

*También hay otros tipos de maquinaria que pueden propiciar este problema.*

*e) Temperatura. Puede presentarse en estructuras con grandes longitudes, por ejemplo 100 m o más. Para tomar en cuenta estos efectos se hará un análisis de temperatura incluyendo todos los elementos que formen la estructura.*

### E.3 Estructuración

La mayoría de las estructuras que se tratan en este apéndice son de planta rectangular, de longitud varias veces mayor que el ancho. En las paredes longitudinales es posible, casi siempre, colocar elementos estructurales, lo que no sucede en la dirección transversal, pues el claro que se elige es el mínimo requerido para el funcionamiento de la fábrica, almacén, u otro



tipo de instalación. También es frecuente que se coloquen una o varias hileras longitudinales de columnas en el interior de la nave, que deben estar libres en toda la altura.

### E.3.1 Dirección transversal

En esta dirección se utilizan estructuras de diversos tipos, entre ellas:

*a) Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, articuladas en la base.*

*b) Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, empotradas en la base.*

*Nota: Este sistema, isostático puede ser adecuado en construcciones sobre terreno de muy baja capacidad de carga, para evitar o reducir los efectos de hundimientos diferenciales de las cimentaciones. La estabilidad se proporciona por medio de contraventeos colocados en las dos direcciones.*

*c) Marcos rígidos con cabezal de armadura.*

*d) Marcos rígidos formados por perfiles laminados o compuestos por tres placas, de peralte constante o variable.*

En cualquiera de los casos anteriores el cabezal puede ser casi horizontal, con pendiente en una sola dirección, o de dos aguas. También se construyen estructuras con varios marcos continuos.

### E.3.2 Dirección longitudinal

En esta dirección se colocan, en planos verticales, diagonales cruzadas, generalmente de esbeltez elevada (redondos, ángulos) que trabajan sólo en tensión y que, junto con los puntales situados entre ellas, desempeñan múltiples papeles:

*a) Proporcionan la rigidez necesaria para que la construcción sea estable en la dirección longitudinal.*

*b) En combinación con el contraventeo de la cubierta, resisten y transmiten a la cimentación las fuerzas longitudinales producidas por viento o sismo.*

*c) Reducen la longitud libre de pandeo de las columnas de la fachada; para ello, su longitud se divide en varios tramos, definidos por contraventeos y puntales.*

*Nota: Esto permite que las columnas se orienten con su mayor resistencia en el plano perpendicular a la fachada, donde no se pueden colocar elementos que reduzcan la longitud libre; desde luego, no puede hacerse lo mismo en columnas interiores, cuando las haya.*

*d) En todos los casos debe colocarse un puntal corrido en el extremo superior de las columnas, que puede ser una armadura (Figura E.3.1); además de formar parte del contraventeo general de la nave, de él se cuelga la lámina vertical que forma la fachada.*

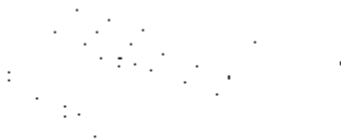


Figura E.3.1 Estructuración general

e) Las armaduras de contraventeo de la cubierta suelen ser dos, formadas por puntales y diagonales colocados, en general, entre las cuerdas de las dos primeras armaduras transversales (Figura E.3.2). Pueden estar en las dos cuerdas, superior o inferior, o en cualquiera de ellas.

f) Proporcionan soporte lateral a las cuerdas de las dos primeras armaduras y, partiendo de ellas, a todas las intermedias; pueden utilizarse elementos esbeltos, que sólo trabajan en tensión, ya que están anclados en los dos extremos.

g) Cuando estén en una sola cuerda, deben tomarse medidas para que sirvan también para dar soporte lateral a la otra.

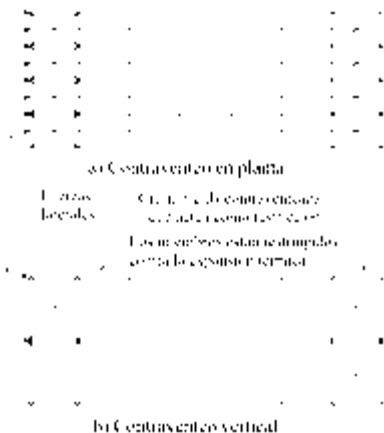
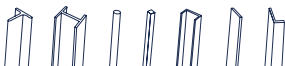


Figura E.3.2 Contraventeo en las crujeas extremas



h) Si se quieren reducir los efectos de los cambios de temperatura, se puede contraventear la o las crujias centrales, para permitir que la longitud de la estructura cambie sin restricciones (Figura E.3.3), con el inconveniente de que para dar soporte lateral a las armaduras restantes deben emplearse elementos que puedan trabajar en compresión.



|| *Figura E.3.3 Contraventeo en la crujía central*

i) En edificios muy largos conviene colocar contraventeos cada cuatro o cinco crujiás.

j) Cuando no puedan colocarse contraventeos en las paredes, porque interfieran con la operación de la planta industrial, pueden sustituirse por marcos rígidos, colocados en las paredes longitudinales, que proporcionan la rigidez y resistencia necesarias.

## E.4 Diseño de las armaduras

Se supone que los elementos que componen las armaduras están articulados entre sí; si las cargas están aplicadas en los nudos, cuerdas, diagonales y montantes trabajan en tensión o compresión puras.

Sin embargo, en las armaduras modernas las cuerdas pasan corridas a través de los nudos, las diagonales y montantes se unen a ellas con soldadura o tornillos y, a veces, con placas de nudo, sus ejes no coinciden en el mismo punto, y no todas las cargas están aplicadas en nudos.

Como consecuencia de lo anterior, deben considerarse tres fenómenos adicionales:

*a) Esfuerzos secundarios. La rigidez de los nudos obliga a que los ángulos entre los extremos de las barras que concurren en ellos se conserven sin cambio cuando la armadura se deforma, las barras se flexionan, lo que crea esfuerzos adicionales, a los que se ha llamado "secundarios".*

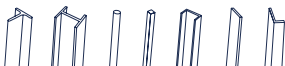
*Estos esfuerzos se desprecian en el diseño de las armaduras de cubierta de forma y dimensiones ordinarias, pero pueden ser importantes cuando las placas de nudo son de grandes dimensiones y los miembros muy robustos (lo que sucede, con más frecuencia, en puentes). Cuando es así, las armaduras se analizan y diseñan como "marcos rígidos", con miembros sujetos a fuerza axial, flexión y cortantes combinados.*

*b) Cargas fuera de los nudos. La cuerda cargada (generalmente la superior) se analiza como una viga continua apoyada en los nudos, y las reacciones se aplican en ellos, además de las cargas directas; la armadura se analiza como si los nudos estuviesen articulados, y todos los miembros se diseñan en tensión o compresión, excepto la cuerda, en la que se consideran los momentos determinados en el análisis como viga continua.*

*Cuando hay cargas importantes colgadas de la cuerda inferior fuera de los nudos, debidas al proceso industrial, conviene puntearlas con una viga que recibe la carga y la transmite a los nudos.*

*c) Excentricidades en las juntas. Por las dimensiones reales de las piezas, en muchos casos no se puede lograr que los ejes de todas las barras que concurren en un nudo se intercepten en el mismo punto. Esto ocasiona un momento que, cuando es significativo, se distribuye entre cuerdas y elementos del alma, en proporción a sus rigideces  $I/L$ .*

*Las cuerdas se diseñan con la esbeltez más grande, en el plano de la armadura, o fuera de él. La longitud libre es, en el primer caso, la distancia entre nudos y, en el segundo, la distancia entre puntos soportados lateralmente, que suele ser igual a la longitud de dos o tres tableros.*



## E.5 Diseño de las columnas

Cuando soportan grúas viajeras se utilizan geometrías como las de la figura E.5.1; la grúa se apoya en un punto intermedio, y la columna se prolonga hacia arriba para recibir la cubierta.

## E.6 Diseño por sismo

### E.6.1 Dirección longitudinal

Si la resistencia y rigidez son proporcionadas por contraventeos esbeltos, que solo trabajan en tensión, el análisis debe ser elástico lineal, sin incluir las diagonales que trabajarían en compresión.

Se emplea un factor de comportamiento sísmico unitario ( $Q = 1$ ), dado que al sobrepasar el límite elástico se tendrían deformaciones permanentes importantes y, además, estos sistemas tienen una capacidad de energía muy reducida, por lo que su respuesta debe ser elástica.



Figura E.5.1 Distintos tipos de columnas con grúas viajeras

Si la rigidez se proporciona con marcos rígidos se emplearán factores  $Q$  definidos en la tabla 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

### E.6.2 Dirección transversal

El factor  $Q$  depende del sistema estructural que se utilice en esta dirección.

## APÉNDICE F. ANÁLISIS SÍSMICO

### F.1 Aspectos generales

Cuando se utilicen métodos de análisis dinámico no lineal, el modelo matemático de la estructura incluirá directamente las características carga-deformación no lineales de los miembros que la componen; para ello, se introducirán elementos que describan el comportamiento de las articulaciones plásticas en las secciones en las que pueden aparecer al formarse el mecanismo de colapso, principalmente, aunque no exclusivamente, en las bases de las columnas y los extremos de las vigas. Se supondrá que la respuesta del resto de la estructura es elástico lineal.

## F2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas

Se utilizará la curva fuerza-deformación generalizada de la Figura F.2.1, con los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $c$  definidos en las tablas F.2.1 y F.2.2.

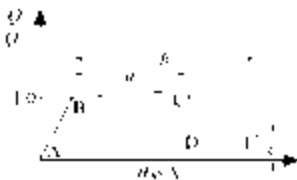


Figura F.2.1 Curva fuerza-deformación generalizada para elementos de acero

En vigas y columnas se permite modificar la curva para incluir en ella el endurecimiento por deformación, dándole a la zona BC una pendiente del 3 por ciento de la pendiente elástica.

Los parámetros  $Q$  y  $Q_y$  de la Figura F.2.1 son los componentes generalizados de la carga y de la resistencia esperada.

En vigas y columnas,  $\theta$  es la rotación total, suma de la elástica y la plástica, y  $\theta_y$  la rotación en el inicio del flujo plástico;  $A$  y  $A_y$  tienen significados semejantes, referidos a los desplazamientos.

Con las ecuaciones F.2.1 y F.2.2 se calcula la rotación de fluencia,  $\theta_y$ , cuando el punto de inflexión aparece en la mitad de la longitud de viga o columna:

Vigas:

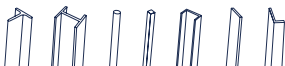
$$\theta_y = (ZF_{ye} I_b) / (6EI_b) \quad (F.2.1)$$

Columnas:

$$\theta_y = (ZF_{ye} I_c) / (6EI_c) (1 - P/P_{ye}) \quad (F.2.2)$$

$A_t$	área total de la sección transversal del miembro
$F_{ye}$	esfuerzo de fluencia esperado
$I$	momento de inercia
$l_b$	longitud de la viga
$l_c$	longitud de la columna
$P$	fuerza axial en el miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante considerado en un análisis dinámico no lineal
$P_{ye}$	fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual a $A_t F_{ye}$ . $Z$ módulo de sección plástico

En todos los casos deberá comprobarse que los programas de computadora utilizados en el análisis incorporen elementos para representar las articulaciones plásticas semejantes a los que se describen aquí.





Componente o acción	Parámetros para el modelo			Criterio de aceptación	
	Ángulo de rotación plástica (radianes)	Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)		
	a		b	c	Servicio
<b>Vigas en flexión</b>					
a) $\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_a} \geq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$11\theta_y$
b) $\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_a} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$4\theta_y$
c) Otros	Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores (a) y (b) para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).				
<b>Columnas en flexión<sup>a,b</sup> Para <math>P/P_{CL} &lt; 0.2</math></b>					
a) $\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_a} \geq 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$11\theta_y$
b) $\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_a} \geq 2.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$4\theta_y$
c) Otros	Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).				
a) $\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_a} \geq 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$_c$	$_d$	0.2	$0.25\theta_y$	$_d$
b) $\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_a} \geq 2.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$
c) Otros	Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).				

(a) Las columnas de marcos rígidos o contraventeados, pueden diseñarse para la fuerza máxima transmitida por los miembros conectados.

Si la columna es rectangular o cuadrada, se sustituye  $b_p/2t_p$  por  $b/t$ , 0.3 por 0.65 y 0.38 por 1.12.

(b) Las columnas con  $P/P_{CL} > 0.50$  se consideran controladas por la fuerza.

(c) Rotación plástica =  $11(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$  en el plano de flexión.

(d) Rotación plástica =  $17(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$  en el plano de flexión.

**Tabla F.2.1 Parámetros para el modelo y criterios de aceptación para procedimientos no lineales**

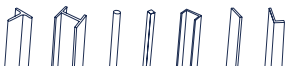
Componente o acción	Parámetros para el modelo			Criterio de aceptación	
	Ángulo de rotación plástica (radianes)		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)	
	a	b		c	Servicio
Contraventeos en compresión (excepto contraventeos excéntricos) <sup>a</sup>					
<i>a. Esbeltos</i> $\frac{KL}{r} \geq 4,2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$					
1. W, I, 2L en el plano, 2C en el plano	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$
3. HSS y tubos	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$
4. Ángulos sencillos	$0.5\Delta_c$	$12\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$12\Delta_c$
<i>b. Compactos</i> $\frac{KL}{r} \geq 2,1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$					
1. W, I, 2L en el plano, 2C en el plano	$1\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$
3. HSS y tubos	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$
<i>c. Intermedio</i>	Se utilizan los valores obtenidos de una interpolación lineal entre esbeltos y compactos				

(a)  $\Delta_c$  deformación axial bajo la carga del pandeo esperada.

(b) Los parámetros para el modelo y los criterios de aceptación son válidos para secciones rellenas con concreto o de ductilidad alta, de acuerdo con la tabla 12.1.2. Cuando el contraventeo es sección tipo 3, de acuerdo con la tabla 3.2.2, los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.5.

Para relaciones ancho/grueso intermedias, los criterios de aceptación se multiplicarán por un valor determinado por interpolación lineal entre las relaciones ancho/grueso de ductilidad alta y de sección tipo 3.

**Tabla F.2.2 Parámetros para el modelo y criterios de aceptación para procedimientos no lineales Acciones axiales**



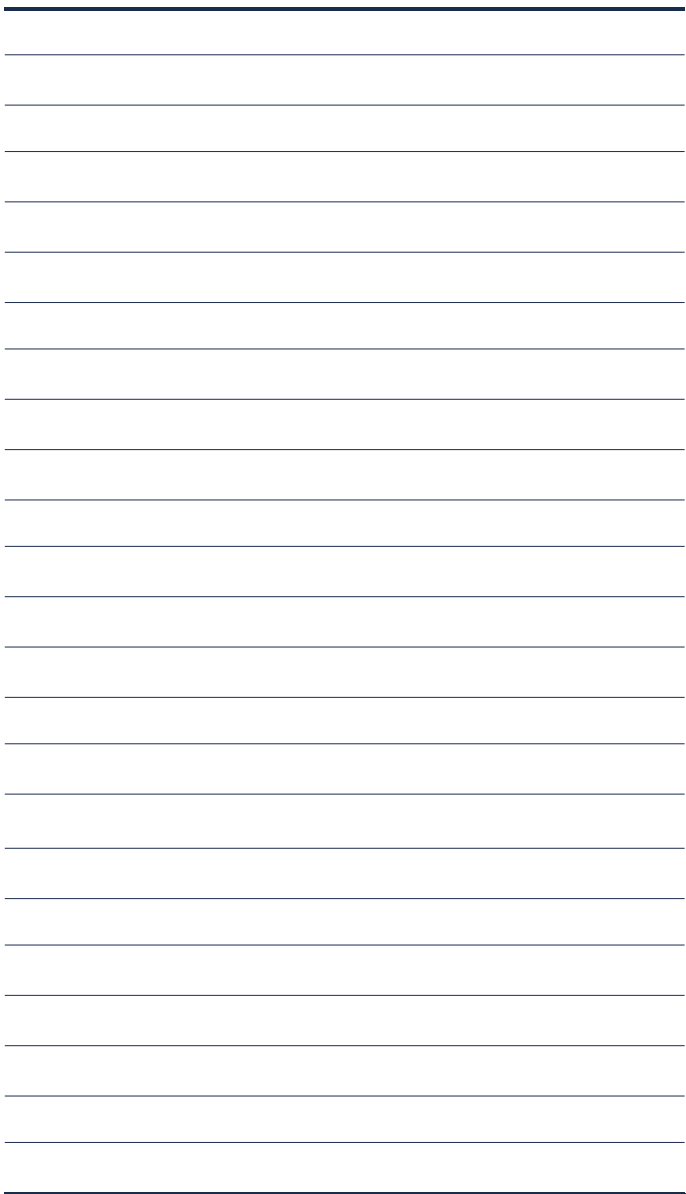
## 14. APÉNDICE G. DOCUMENTOS DE CONSULTA

Las disposiciones de este documento pueden ser complementadas por las versiones vigentes de los siguientes documentos de referencia.

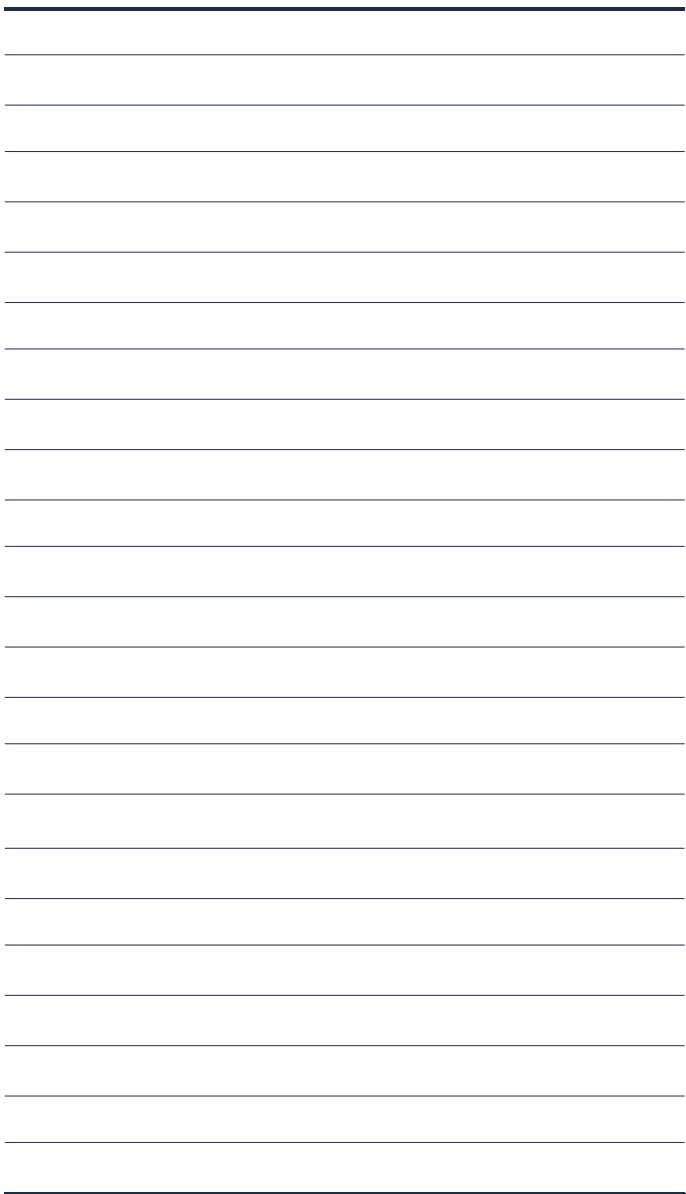
- Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero 2017
- ACI 318 "Requisitos del código de construcción para concreto estructural"
- AISC "Guías de diseño"
- AISC 303 "Código de práctica estándar para edificios y puentes de acero estructural"
- AISC 325 "Manual de construcción en acero"
- AISC 341 "Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural"
- AISC 360 "Especificación para edificios de acero estructural"
- AISC 358 "Conexiones precalificadas para marcos rígidos de acero especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas"
- ASCE 41-13 "Evaluación y actualización sísmica de edificios existentes"
- AWS D1.1 "Código de soldadura estructural en acero"
- AWS D1.4 "Código para soldadura estructural. Acero de refuerzo"
- AWS D1.8 "Código para soldadura estructural. Diseño Sísmico"
- CSA S16 "Diseño de estructuras de acero"
- IMCA "Código de prácticas generales para estructuras de acero"
- IMCA "Especificaciones para construcciones de acero estructural"
- IMCA "Manual de construcción en acero"
- RCSC "Especificación para juntas estructurales que usan tornillos de alta resistencia"

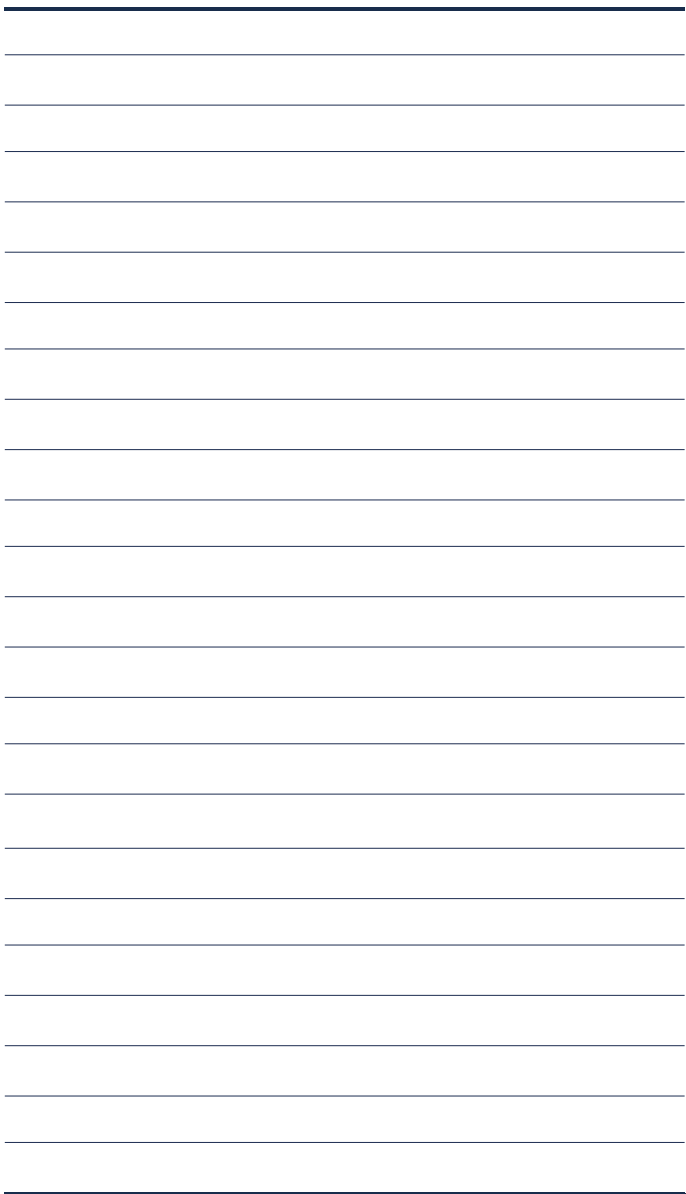
### G.1 Significado de las abreviaturas

<i>ACI</i>	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
<i>AISC</i>	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción en Acero)
<i>ASCE</i>	American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)
<i>AWS</i>	American Welding Society (Sociedad Americana de la Soldadura)
<i>CSA</i>	Canadian Standards Association (Asociación canadiense de estandarización)
<i>IMCA</i>	Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
<i>RCSC</i>	Research Council on Structural Connections (Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales)











**OFICINAS  
COMERCIALES**  
01 (55) 5262 7300

**CDMX**  
01 (55) 5089 8930

**GUADALAJARA**  
01 (33) 3827 2740

**IRAPUATO**  
01 (46) 2627 0604

**MONTERREY**  
01 (81) 8748 7600

 **GERDAU CORSA**

Hazlo en grande, piensa en acero.