

ESPECIFICACIONES Y COMENTARIOS

SIMBOLOGIA	16-21
GLOSARIO	16-33
ESPECIFICACIONES	16-55
A. DISPOSICIONES GENERALES	16-57
A1. ALCANCE	16-57
1. Aplicaciones en Zonas de Baja Sismicidad	16-58
2. Aplicaciones en Zonas de Alta Sismicidad	16-58
3. Aplicaciones Nucleares	16-58
A2. REFERENCIAS: ESPECIFICACIONES, CÓDIGOS Y ESTÁNDARES ...	16-58
A3. MATERIAL	16-61
1. Materiales para Acero Estructural	16-61
1a. Designaciones ASTM	16-61
1b. Acero No Identificado	16-62
1c. Perfiles Laminados Pesados	16-62
1d. Perfiles Fabricados Pesados	16-62
2. Aceros Fundidos y Forjados	16-63
3. Pernos, Golillas y Tuercas	16-63
4. Barras de Anclaje y Barras con Hilo	16-64
5. Metal de Aporte y Fundente para Soldaduras	16-64
6. Conectores de Corte Embebidos	16-65
A4. PLANOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS	16-65
B. REQUISITOS DE DISEÑO	16-66
B1. DISPOSICIONES GENERALES	16-66
B2. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS	16-66
B3. BASE DE DISEÑO	16-66
1. Resistencia Requerida	16-66
2. Estados Límites	16-67
3. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)	16-67
4. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD)	16-67
5. Diseño por Estabilidad	16-68
6. Diseño de Conexiones	16-68
6a. Conexiones Simples	16-68
6b. Conexiones de Momento	16-68

7.	Diseño para Condiciones de Servicio	16-68
8.	Diseño para Prevenir la Acumulación de Agua	16-69
9.	Diseño a Fatiga	16-69
10.	Diseño para Condiciones de Incendio	16-69
11.	Diseño para Efectos de la Corrosión	16-69
12.	Espesor de Diseño de Secciones Tubulares (HSS)	16-69
13.	Determinación del Área Bruta y Área Neta	16-70
a.	Área Bruta	16-70
b.	Área Neta	16-70
B4.	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES SEGÚN PANDEO LOCAL ...	16-70
1.	Elementos No Atiesados	16-71
2.	Elementos Atiesados	16-71
B5.	FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD	16-74
B6.	EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	16-74
C.	ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTABILIDAD	16-75
C1.	REQUISITOS DEL DISEÑO PARA ESTABILIDAD	16-75
1.	Requisitos Generales	16-75
2.	Requisitos de Diseño para la Estabilidad de los Miembros	16-75
3.	Requisitos de Diseño para la Estabilidad del Sistema Estructural	16-76
3a.	Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros de Corte	16-76
3b.	Sistemas de Marcos de Momento	16-76
3c.	Sistemas de Marcos Gravitacionales	16-76
3d.	Sistemas Mixtos	16-76
C2.	CÁLCULO DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS	16-77
1.	Métodos de Análisis de Segundo Orden	16-77
1a.	Análisis Elástico General de Segundo Orden	16-77
1b.	Análisis de Segundo Orden amplificando un Análisis Elástico de Primer Orden	16-77
2.	Requisitos de Diseño	16-79
2a.	Diseño mediante Análisis de Segundo Orden	16-80
2b.	Diseño mediante Análisis de Primer Orden	16-81
D.	DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN	16-82
D1.	LÍMITES DE ESBELTEZ	16-82
D2.	RESISTENCIA EN TRACCIÓN	16-82
D3.	DETERMINACION DE ÁREAS	16-83
1.	Área Bruta	16-83
2.	Área Neta	16-83
3.	Área Neta Efectiva	16-84
D4.	MIEMBROS ARMADOS	16-84
D5.	MIEMBROS CONECTADOS POR PASADORES	16-86
1.	Resistencia en Tracción	16-86

2. Requerimientos Dimensionales.....	16-86
D6. BIELAS	16-87
1. Resistencia en Tracción.....	16-87
2. Requerimientos Dimensionales.....	16-87
E. DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN	16-88
E1. DISPOSICIONES GENERALES	16-88
E2. LÍMITES DE ESBELTEZ Y LONGITUD EFECTIVA	16-88
E3. PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS	16-89
E4. RESISTENCIA A COMPRESIÓN, PANDEO TORSIONAL Y FLEXO- TORSIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS	16-90
E5. ÁNGULO SIMPLE EN COMPRESIÓN	16-91
E6. MIEMBROS ARMADOS	16-93
1. Resistencia a Compresión	16-93
2. Requerimientos de Dimensionamiento	16-94
E7. MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS	16-95
1. Elementos Esbeltos No Atiesados Q_s	16-96
2. Elementos Esbeltos Atiesados Q_a	16-98
F. DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN	16-100
F1. DISPOSICIONES GENERALES	16-102
F2. MIEMBROS COMPACTOS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE Y CANALES FLECTADAS EN TORNO A SU EJE MAYOR	16-103
1. Fluencia	16-103
2. Pandeo Lateral-Torsional	16-103
F3. MIEMBROS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE CON ALMAS COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR.....	16-105
1. Pandeo Lateral Torsional	16-105
2. Pandeo Local Ala en Compresión	16-105
F4. OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR ...	16-106
1. Fluencia del Ala en Compresión	16-106
2. Pandeo Lateral-Torsional	16-106
3. Pandeo Local de Ala en Compresión	16-108
4. Fluencia del Ala en Tracción.....	16-109
F5. MIEMBROS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE Y SIMPLE CON ALMAS ESBELTAS, FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR ...	16-109
1. Fluencia del Ala en Compresión	16-110
2. Pandeo Lateral-Torsional	16-110
3. Pandeo Local de Ala en Compresión	16-110
4. Fluencia del Ala en Tracción.....	16-111

F6. MIEMBROS DE SECCIÓN H Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MENOR	16-111
1. Fluencia	16-111
2. Pandeo Local de Ala	16-111
F7. PERFILES TUBULARES CUADRADOS Y RECTANGULARES	16-112
1. Fluencia	16-112
2. Pandeo Local de Ala	16-112
3. Pandeo Local de Alma	16-113
F8. PERFILES TUBULARES CIRCULARES	16-113
1. Fluencia	16-113
2. Pandeo Local	16-113
F9. SECCIONES T Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA	16-114
1. Fluencia	16-114
2. Pandeo Lateral-Torsional	16-114
3. Pandeo Local de Alas de Sección T	16-114
F10. ÁNGULOS SIMPLES	16-115
1. Fluencia	16-115
2. Pandeo Lateral-Torsional	16-115
3. Pandeo Local de Ala	16-117
F11. BARRAS RECTANGULARES Y CIRCULARES	16-118
1. Fluencia	16-118
2. Pandeo Lateral-Torsional	16-118
F12. SECCIONES ASIMÉTRICAS	16-118
1. Fluencia	16-119
2. Pandeo Lateral-Torsional	16-119
3. Pandeo Local	16-119
F13. REQUISITOS DIMENSIONALES DE VIGAS	16-119
1. Reducciones por Perforaciones	16-119
2. Valores Límites de las Dimensiones de Miembros con Sección H ...	16-120
3. Placas de Cubierta	16-120
4. Vigas Armadas	16-121
G. DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE	16-122
G1. DISPOSICIONES GENERALES	16-122
G2. MIEMBROS CON ALMAS NO ATIESADAS O ATIESADAS	16-122
1. Resistencia de Corte Nominal	16-122
2. Atiesadores Transversales	16-124
G3. CAMPO DE TRACCIONES	16-124
1. Límites en el Uso del Campo de Tracciones	16-124
2. Resistencia de Corte considerando el Campo de Tracciones	16-125
3. Atiesadores Transversales	16-125

G4. ÁNGULOS SIMPLES	16-126
G5. TUBOS DE SECCIÓN RECTANGULAR Y CAJÓN	16-126
G6. TUBOS REDONDOS	16-126
G7. CORTE RESPECTO DEL EJE DÉBIL EN PERFILES CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE	16-127
G8. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA	16-127

H. DISEÑO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN	16-128
H1. MIEMBROS CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	16-128
1. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Compresión ...	16-128
2. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Tracción	16-129
3. Miembros Laminados Compactos con Simetría Doble en Flexión Simple y Compresión	16-130
H2. MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y OTROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	16-131
H3. MIEMBROS BAJO TORSIÓN Y COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE Y/O CARGA AXIAL.....	16-132
1. Resistencia Torsional de Secciones Tubulares Redondas y Rectangulares	16-132
2. Secciones Tubulares solicitadas a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial	16-133
3. Resistencia de Miembros No Tubulares bajo Torsión y Tensiones Combinadas	16-134
I. DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA	16-135
I1. DISPOSICIONES GENERALES	16-135
1. Resistencia Nominal de Secciones Compuestas	16-135
1a. Método de Distribución de las Tensiones Plásticas	16-135
1b. Método de Compatibilidad de las Deformaciones	16-136
2. Limitaciones del Material	16-136
3. Conectores de Corte	16-136
I2. MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE	16-136
1. Columnas Compuestas Embebidas	16-137
1a. Limitaciones	16-137
1b. Resistencia a Compresión	16-137
1c. Resistencia a Tracción	16-138
1d. Resistencia a Corte	16-138
1e. Transferencia de Carga	16-139
1f. Requisitos de Detallamiento	16-139
1g. Resistencia de Conectores de Corte	16-140
2. Columnas Compuestas Rellenas	16-140

2a.	Límites	16-140
2b.	Resistencia de Compresión	16-140
2c.	Resistencia de Tracción.....	16-141
2d.	Resistencia a Corte	16-141
2f.	Transferencia de Carga	16-141
2g.	Requisitos de Detallamiento	16-142
13.	MIEMBROS EN FLEXIÓN	16-142
1.	General	16-142
1a.	Ancho Efectivo	16-142
1b.	Resistencia al Corte	16-142
1c.	Resistencia Durante la Construcción	16-142
2.	Vigas Compuestas con Conectores de Corte.....	16-142
2a.	Resistencia para Flexión Positiva	16-142
2b.	Resistencia para Flexión Negativa	16-143
2c.	Resistencia de Vigas Compuestas con Placas Colaborantes de Acero	16-143
2d.	Conectores de Corte	16-144
3.	Resistencia a Flexión de Miembros Embebidos y Miembros Rellenos de Concreto	16-148
14.	COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN	16-149
15.	CASOS ESPECIALES	16-149
J.	DISEÑO DE CONEXIONES	16-150
J1.	DISPOSICIONES GENERALES	16-150
1.	Bases de Diseño	16-150
2.	Conexiones Simples	16-150
3.	Conexiones de Momento	16-151
4.	Miembros en Compresión y Juntas de Aplastamiento	16-151
5.	Empalmes en Secciones Pesadas	16-151
6.	Destaje de Vigas y Perforaciones de Acceso a la Soldadura.....	16-152
7.	Ubicación de Soldaduras y Pernos	16-152
8.	Pernos en Combinación con Soldaduras	16-153
9.	Pernos de Alta Resistencia en Combinación con Remaches.....	16-153
10.	Limitaciones en Conexiones Apernadas y Soldadas.....	16-153
J2.	SOLDADURAS	16-153
1.	Soldaduras de Tope	16-154
1a.	Área Efectiva.....	16-154
1b.	Limitaciones	16-155
2.	Soldaduras de Filete	16-156
2a.	Área Efectiva.....	16-156
2b.	Limitaciones	16-156
3.	Soldaduras de Tapón y de Ranura	16-158
3a.	Área Efectiva.....	16-158
3b.	Limitaciones	16-158
4.	Resistencia.....	16-159

5.	Combinación de Soldaduras	16-164
6.	Requisitos del Metal de Aporte	16-164
7.	Metal de Soldadura Mezclado	16-165
J3.	PERNOS Y PARTES ROSCADAS	16-165
1.	Pernos de Alta Resistencia	16-165
2.	Tamaño y Uso de las Perforaciones	16-168
3.	Espaciamiento Mínimo	16-169
4.	Distancia Mínima al Borde	16-169
5.	Distancias a los Bordos y Espaciamiento Máximo	16-171
6.	Resistencia de Tracción y Corte de Pernos y Partes Enroscadas	16-172
7.	Combinación de Tracción y Corte en Conexiones Tipo Aplastamiento	16-172
8.	Pernos de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico	16-173
9.	Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Deslizamiento Crítico	16-174
10.	Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos	16-174
11.	Conectores Especiales	16-175
12.	Conectores de Tracción	16-175
J4.	ELEMENTOS INVOLUCRADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS	16-176
1.	Resistencia de Elementos en Tracción	16-176
2.	Resistencia de Elementos en Corte	16-176
3.	Resistencia de Bloque de Corte.....	16-177
4.	Resistencia de Elementos en Compresión.....	16-177
J5.	PLANCHAS DE RELLENO	16-177
J6.	EMPALMES	16-178
J7.	RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO	16-178
J8.	BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO DEL CONCRETO ...	16-179
J9.	BARRAS DE ANCLAJE E INSERTOS	16-179
J10.	ALAS Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS	16-180
1.	Flexión Local del Ala	16-180
2.	Fluencia Local del Alma	16-181
3.	Aplastamiento del Alma	16-181
4.	Pandeo Lateral del Alma	16-182
5.	Pandeo del Alma Comprimida	16-183
6.	Corte en la Zona Panel del Alma	16-184
7.	Extremos de Vigas no Restringidos	16-185
8.	Requisitos Adicionales para los Atiesadores para Cargas Concentradas	16-185
9.	Requisitos Adicionales para las Planchas de Refuerzo para Cargas Concentradas	16-186

K. DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES 16-187

K1.	CARGAS CONCENTRADAS EN SECCIONES TUBULARES	16-187
-----	--	--------

1.	Definición de Parámetros	16-187
2.	Límites de Aplicación	16-187
3.	Carga Concentrada Distribuida Transversalmente	16-188
3a.	Criterio para Tubos Redondos	16-188
3b.	Criterio para Tubos Rectangulares	16-188
4.	Carga Concentrada Distribuida Longitudinalmente en el Centro del Tubo y Actuando Perpendicularmente al Eje de la Sección	16-190
4a.	Criterio para Tubos Redondos	16-190
4b.	Criterio para Tubos Rectangulares	16-190
5.	Carga Concentrada Distribuida Longitudinalmente en el Centro del Tubo y Actuando Paralelamente al Eje de la Sección	16-190
6.	Carga Axial Concentrada en el Extremo Tapado con Plancha de Conexión en un Tubo Rectangular	16-191
K2.	CONEXIONES DE TUBOS EN ENREJADOS	16-191
1.	Definición de Parámetros	16-192
2.	Criterio para Tubos Redondos	16-193
2a.	Límites de Aplicación	16-194
2b.	Ramas con Cargas Axiales en Conexiones en T, Y y Cruz	16-194
2c.	Ramas con Cargas Axiales en Conexiones en K	16-195
3.	Criterio para Tubos Rectangulares	16-196
3a.	Límites de Aplicación	16-197
3b.	Ramas con Cargas Axiales en las Conexiones en T, Y y Cruz	16-197
3c.	Ramas con Cargas Axiales en las Conexiones en K con Excentricidad.....	16-199
3d.	Ramas con Cargas Axiales en las Conexiones en K Traslapadas	16-200
3e.	Soldaduras de las Ramas	16-201
K3.	CONEXIONES DE MOMENTO TUBO-TUBO	16-202
1.	Definición de Parámetros	16-202
2.	Criterio para Tubos Redondos	16-203
2a.	Límites de Aplicación	16-203
2b.	Ramas con Momentos de Flexión en el Plano en las Conexiones en T, Y y Cruz	16-204
2c.	Ramas con Momentos de Flexión fuera del Plano en las Conexiones en T, Y y Cruz	16-204
2d.	Ramas con Combinación de Momento de Flexión y Carga Axial en las Conexiones en T, Y y Cruz	16-205
3.	Criterio para Tubos Rectangulares	16-205
3a.	Límites de Aplicación	16-206
3b.	Ramas con Momentos de Flexión en el Plano en las Conexiones en T y Cruz.....	16-207
3c.	Ramas con Momentos de Flexión fuera del Plano en las Conexiones en T y en Cruz	16-207

3d. Ramas con Combinación de Momento de Flexión y Carga Axial en las Conexiones en T y en Cruz.....	16-208
L. DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	16-210
L1. DISPOSICIONES GENERALES	16-210
L2. CONTRAFLECHA	16-210
L3. DEFORMACIONES	16-211
L4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS	16-211
L5. VIBRACIÓN	16-211
L6. MOVIMIENTO INDUCIDO POR VIENTO	16-211
L7. DILATACION Y CONTRACCIÓN	16-211
L.8 DESLIZAMIENTO EN LAS CONEXIONES	16-211
M. FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD	16-212
M1. PLANOS DE TALLER Y DE MONTAJE	16-212
M2. FABRICACIÓN	16-212
1. Contraflecha, Curvado y Enderezado	16-212
2. Corte Térmico	16-212
3. Cepillado de los Bordes	16-213
4. Construcción Soldada	16-213
5. Construcción Aperlada	16-213
6. Uniones de Compresión	16-214
7. Tolerancias Dimensionales	16-214
8. Terminación de las Bases de Columna	16-214
9. Agujeros para Barras de Anclaje	16-214
10. Agujeros de Drenaje	16-215
11. Requisitos para Miembros Galvanizados	16-215
M3. PINTURA DE TALLER	16-215
1. Requisitos Generales	16-215
2. Superficies Inaccesibles	16-215
3. Superficies de Contacto	16-215
4. Superficies Terminadas	16-215
5. Superficies Adyacentes a Soldaduras en Terreno	16-215
M4. MONTAJE	16-216
1. Alineación de las Bases de Columna	16-216
2. Arriostramientos	16-216
3. Alineación	16-216
4. Ajuste de las Uniones de Compresión y Planchas de Base	16-216
5. Soldadura en Terreno	16-216
6. Pintura de Terreno	16-216
7. Conexiones en Terreno	16-217
M5. CONTROL DE CALIDAD	16-217
1. Cooperación	16-217
2. Rechazos	16-217

3. Inspección de Soldaduras	16-217
4. Inspección de Conexiones de Deslizamiento Crítico con Pernos de Alta Resistencia.....	16-217
5. Identificación del Acero	16-218

ANEXO 1. ANÁLISIS INELÁSTICO Y DISEÑO	16-219
1.1. DISPOSICIONES GENERALES	16-219
1.2. MATERIALES.....	16-219
1.3. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS	16-219
1.4. PANDEO LOCAL	16-220
1.5. ESTABILIDAD Y EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	16-221
1. Marcos Arriostrados	16-221
2. Marcos de Momento	16-221
1.6. COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS EN COMPRESIÓN	16-221
1.7. VIGAS Y OTROS MIEMBROS EN FLEXIÓN.....	16-222
1.8. MIEMBROS BAJO FUERZAS COMBINADAS	16-222
1.9. CONEXIONES	16-222

ANEXO 2. DISEÑO PARA EMPOZAMIENTO	16-223
2.1. DISEÑO SIMPLIFICADO PARA EMPOZAMIENTO	16-223
2.2. DISEÑO MEJORADO PARA EMPOZAMIENTO	16-224

ANEXO 3. DISEÑO POR FATIGA	16-227
3.1. GENERAL	16-227
3.2. CÁLCULO DE LAS TENSIONES MÁXIMAS Y LOS RANGOS DE TENSIONES	16-228
3.3. RANGO DE TENSIONES DE DISEÑO	16-228
3.4. PERNOS Y PARTES ROSCADAS.....	16-231
3.5. REQUISITOS ESPECIALES DE FABRICACIÓN Y MONTAJE.....	16-232

ANEXO 4. DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO	16-247
4.1. DISPOSICIONES GENERALES	16-247
4.1.1. Objetivo de Desempeño	16-248
4.1.2. Diseño mediante Análisis de Ingeniería	16-249
4.1.3. Diseño por Ensayos de Calificación.....	16-249
4.1.4. Combinaciones de Carga y Resistencia Requerida	16-249
4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR ANÁLISIS PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO	16-249
4.2.1. Incendio de Diseño	16-249
4.2.1.1 Fuego Localizado	16-250
4.2.1.2. Incendio en Sector Post-Ignición	16-250
4.2.1.3. Incendios Exteriores.....	16-250
4.2.1.4. Duración del Incendio	16-250

4.2.1.5.	Sistemas de Protección Activa Contra el Fuego	16-250
4.2.2.	Temperaturas en Sistemas Estructurales Bajo Condiciones de Incendio	16-251
4.2.3.	Resistencias de los Materiales a Temperaturas Elevadas	16-251
4.2.3.1.	Elongación Térmica	16-251
4.2.3.2.	Propiedades Mecánicas a Temperaturas Elevadas	16-252
4.2.4.	Requisitos de Diseño Estructural	16-253
4.2.4.1.	Integridad Estructural General	16-253
4.2.4.2.	Requisitos de Resistencia y Límites de Deformación	16-253
4.2.4.3.	Métodos de Análisis	16-253
4.2.4.3a.	Métodos Avanzados de Análisis	16-253
4.2.4.3b.	Métodos Simples de Análisis	16-254
(1)	Miembros en Tracción	16-254
(2)	Miembros en Compresión	16-254
(3)	Miembros en Flexión	16-254
(4)	Miembros de Piso Compuestos	16-254
4.2.4.4.	Resistencia de Diseño	16-255
4.3.	DISEÑO POR ENSAYOS DE CALIFICACIÓN	16-255
4.3.1.	Estándares de Calificación	16-255
4.3.2.	Construcción Restringida	16-255
4.3.3.	Construcción No Restringida	16-255

ANEXO 5. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	16-256
5.1. DISPOSICIONES GENERALES	16-256
5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	16-256
1. Determinación de los Ensayos Requeridos	16-256
2. Propiedades de Tensión	16-256
3. Composición Química	16-257
4. Tenacidad del Metal Base	16-257
5. Metal de Soldadura	16-257
6. Pernos y Remaches	16-257
5.3 EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	16-257
1. Datos Geométricos	16-257
2. Evaluación de Resistencia	16-258
3. Evaluación de Servicio	16-258
5.4 EVALUACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CARGA	16-258
1. Determinación de la Intensidad de las Cargas mediante Ensayos ...	16-258
2. Evaluación de la Serviciabilidad	16-259
5.5 INFORME DE EVALUACIÓN	16-259

ANEXO 6. ARRIOSTRAMIENTOS PARA LA ESTABILIDAD DE COLUMNAS Y VIGAS	16-260
6.1. DISPOSICIONES GENERALES	16-260

6.2. COLUMNAS	16-260
1. Arriostramiento Relativo	16-261
2. Arriostramiento Nodal	16-261
6.3. VIGAS	16-262
1. Arriostramiento Lateral	16-262
1a. Arriostramiento Relativo	16-262
1b. Arriostramiento Nodal	16-263
2. Arriostramiento Torsional	16-263
2a. Arriostramiento Nodal	16-263
2b. Arriostramiento Torsional Continuo	16-265
ANEXO 7. MÉTODO DIRECTO DE ANÁLISIS	16-266
7.1. REQUISITOS GENERALES	16-266
7.2. CARGAS FICTICIAS	16-266
7.3. LIMITACIONES DE DISEÑO-ANÁLISIS	16-266
COMENTARIOS	16-269
A. DISPOSICIONES GENERALES	16-271
A1. ALCANCE	16-271
A2. REFERENCIAS: ESPECIFICACIONES, CODIGOS Y ESTANDARES	16-272
A3. MATERIAL	16-272
1. Materiales para Acero Estructural	16-272
1a. Designaciones ASTM	16-272
1c. Perfiles Laminados Pesados	16-275
2. Aceros Fundidos y Forjados	16-276
3. Pernos, Golillas y Tuercas	16-276
4. Barras de Anclaje y Barras con Hilo	16-276
5. Metal de Aporte y Fundente	16-276
A4. PLANOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS	16-277
B. REQUISITOS DE DISEÑO	16-278
B1. DISPOSICIONES GENERALES	16-278
B2. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS	16-279
B3. BASES DE DISEÑO	16-281
1. Resistencia Requerida	16-281
2. Estados Límite	16-282
3. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)	16-282
4. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD)	16-285
5. Diseño por Estabilidad	16-286
6. Diseño de Conexiones	16-286
7. Diseño para Condiciones de Servicio	16-290

8. Diseño para Acumulación de Agua	16-290
9. Diseño para Fatiga	16-290
10. Diseño para Condiciones de Incendio	16-291
11. Diseño para Efectos de la Corrosión	16-291
12. Espesor de Diseño de Secciones Tubulares (HSS)	16-292
B4. CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES SEGÚN PANDEO LOCAL	16-292
B5. FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD	16-295
B6. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	16-295
C. ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTABILIDAD	16-296
C1. REQUISITOS DEL DISEÑO PARA ESTABILIDAD	16-296
1. Requisitos Generales	16-296
2. Requisitos de Diseño para la Estabilidad de los Elementos	16-297
3. Requisitos de Diseño para la Estabilidad del Sistema Estructural	16-298
3a. Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros de Corte	16-298
3b. Sistemas de Marcos Rígidos	16-298
3c. Sistemas de Marcos Gravitacionales	16-298
3d. Sistemas Mixtos	16-298
C2. CÁLCULO DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS.....	16-299
1. Métodos de Análisis de Segundo Orden	16-299
1a. Análisis Elástico General de Segundo Orden	16-300
1b. Análisis de Segundo Orden Simplificado, mediante Amplificación de un Análisis Elástico de Primer Orden	16-301
2. Requisitos de Diseño.....	16-305
2a. Diseño mediante Análisis de Segundo Orden	16-307
2b. Diseño mediante Análisis de Primer Orden	16-308
D. DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN	16-320
D1. LÍMITES DE ESBELTEZ	16-320
D2. RESISTENCIA EN TRACCIÓN	16-320
D3. DETERMINACIÓN DE ÁREAS	16-321
1. Área Bruta	16-321
2. Área Neta	16-321
3. Área Neta Efectiva	16-321
D4. MIEMBROS ARMADOS	16-324
D5. MIEMBROS CONECTADOS POR PASADORES	16-324
1 Resistencia en Tracción.....	16-324
2 Requisitos Dimensionales	16-324
D6. BIELAS	16-325
1 Resistencia en Tracción.....	16-325
2 Requisitos Dimensionales	16-326
E. DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN	16-327

E1.	DISPOSICIONES GENERALES	16-327
E2.	LÍMITES DE ESBELTEZ Y LONGITUD EFECTIVA	16-328
E3.	PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS	16-329
E4.	RESISTENCIA A COMPRESIÓN POR PANDEO TORSIONAL Y FLEXO-TORSIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS ...	16-331
E5.	ÁNGULO SIMPLE EN COMPRESIÓN	16-332
E6.	MIEMBROS ARMADOS	16-333
1	Resistencia a Compresión	16-333
2	Requisitos Dimensionales	16-334
E7.	MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS	16-334
1	Elementos Esbeltos No Atiesados, Q_s	16-335
2	Elementos Esbeltos Atiesados, Q_a	16-337
F.	DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN	16-339
F1.	DISPOSICIONES GENERALES	16-339
F2.	MIEMBROS COMPACTOS DE SECCIÓN H DOBLEMENTE SIMÉTRICAS Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR	16-342
F3.	MIEMBROS DE SECCIÓN H DOBLEMENTE SIMÉTRICAS CON ALMAS COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR	16-343
F4.	OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR	16-343
F5.	MIEMBROS DE SECCIÓN H CON DOBLE Y SIMPLE SIMETRÍA CON ALMAS ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR	16-345
F6.	MIEMBROS DE SECCIÓN H Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MENOR	16-346
F7.	TUBOS CUADRADOS Y RECTANGULARES	16-346
F8.	TUBOS REDONDOS	16-347
F9.	SECCIONES T Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA	16-348
F10.	ÁNGULOS SIMPLES	16-349
1.	Fluencia	16-350
2.	Pandeo Lateral-Torsional	16-350
3.	Pandeo Local del Ala	16-354
F11.	BARRAS RECTANGULARES Y CIRCULARES	16-354
F12.	SECCIONES ASIMÉTRICAS	16-355
F13.	DIMENSIONES DE VIGAS	16-355
1.	Reducciones debido a las Perforaciones	16-355
2.	Límites de Dimensiones en Miembros con Sección H	16-355
G.	DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE	16-356
G1.	DISPOSICIONES GENERALES	16-356
G2.	MIEMBROS CON ALMA CON O SIN ATIESADORES	16-356
1.	Resistencia Nominal al Corte	16-356

2. Atiesadores Transversales	16-358
G3. ACCIÓN DE CAMPO DE TRACCIONES	16-358
1. Límites al uso del Campo de Tracciones	16-358
2. Resistencia Nominal de Corte considerando la Acción del Campo de Tracciones	16-359
3. Atiesadores Transversales	16-359
G4. ÁNGULOS SIMPLES	16-359
G5. TUBOS RECTANGULARES	16-360
G6. TUBOS REDONDOS	16-360
G7. CORTE EN EL EJE DÉBIL EN PERFILES CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE	16-360
G8. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA	16-361

H. DISEÑO DE MIEMBROS PARA FUERZAS COMBINADAS Y

TORSIÓN	16-362
H1. MIEMBROS CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	16-362
1. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Compresión ...	16-362
2. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Tracción	16-365
3. Miembros con Simetría Doble en Flexión Simple y Compresión ...	16-366
H2. MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y OTROS MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	16-367
H3. MIEMBROS SOMETIDOS A TORSIÓN Y COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE Y/O CARGA AXIAL	16-368
1. Resistencia Torsional de Tubos Redondos y Rectangulares	16-368
2. Tubos sometidos a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial	16-370
3. Resistencia de Miembros No Tubulares bajo Torsión y Tensiones Combinadas	16-370

I. DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA

I1. DISPOSICIONES GENERALES	16-371
1. Resistencia Nominal de Secciones Compuestas	16-372
1a. Método de Distribución de las Tensiones Plásticas	16-372
1b. Método de Compatibilidad de Deformaciones	16-373
2. Limitaciones del Material	16-373
3. Conectores de Corte	16-374
I2. MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE	16-374
1. Columnas Compuestas Embebidas	16-374
1a. Limitaciones	16-374
1b. Resistencia de Compresión	16-375
1c. Resistencia de Tracción	16-375
1d. Resistencia de Corte	16-375
1e. Transferencia de Carga	16-376

2.	Columnas Compuestas Rellenas	16-376
2a.	Limitaciones	16-376
2b.	Resistencia de Compresión	16-376
2c.	Resistencia de Tracción.....	16-376
2d.	Resistencia de Corte	16-377
2e.	Transferencia de Carga	16-377
2f.	Requisitos de Detalle.....	16-378
13.	MIEMBROS EN FLEXIÓN	16-379
1.	General	16-379
1a.	Ancho Efectivo	16-383
1b.	Resistencia a Corte	16-383
1c.	Resistencia Durante la Construcción	16-383
2.	Vigas Compuestas con Conectores de Corte.....	16-383
2a.	Resistencia de Flexión Positiva.....	16-383
2b.	Resistencia de Flexión Negativa	16-384
2c.	Vigas Compuestas con Placa de Acero Colaborante.....	16-384
2d.	Conectores de Corte	16-384
3.	Resistencia a Flexión de Miembros Embebidos en Concreto y Miembros Rellenos de Concreto	16-390
14.	COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN	16-390
15.	CASOS ESPECIALES	16-394
J.	DISEÑO DE CONEXIONES	16-395
J1.	DISPOSICIONES GENERALES	16-395
1.	Bases de Diseño	16-395
2.	Conexiones Simples	16-395
3.	Conexiones de Momento	16-396
4.	Miembros en Compresión con Juntas de Aplastamiento	16-396
5.	Empalmes en Secciones Pesadas	16-396
6.	Destajes en Vigas y Agujeros de Acceso a la Soldadura	16-398
7.	Ubicación de Soldaduras y Pernos	16-399
8.	Pernos en Combinación con Soldaduras	16-400
9.	Pernos de Alta Resistencia en Combinación con Remaches.....	16-401
10.	Limitaciones en Conexiones Apernadas y Soldadas	16-401
J2.	SOLDADURAS	16-401
1.	Soldaduras de Tope	16-401
1a	Área Efectiva.....	16-401
1b	Limitaciones	16-401
2.	Soldaduras de Filete	16-401
2a	Área Efectiva.....	16-401
2b	Limitaciones	16-402
3.	Soldaduras de Tapón y de Ranura	16-407
3a	Área Efectiva.....	16-408
3b	Limitaciones	16-408

4.	Resistencia.....	16-408
5.	Combinación de Soldaduras	16-412
6.	Requisitos del Metal de Aporte	16-413
7.	Metal de Soldadura Mezclado	16-413
J3.	PERNOS Y PARTES ROSCADAS	16-413
1.	Pernos de Alta Resistencia	16-413
2.	Tamaño y Uso de los Agujeros	16-414
3.	Espaciamiento Mínimo	16-414
4.	Distancia Mínima al Borde	16-414
5.	Distancia a los Bordos y Espaciamiento Máximo.....	16-414
6.	Resistencia de Tracción y Corte de Pernos y Partes Roscadas	16-415
7.	Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Tipo Aplastamiento	16-416
8.	Pernos de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico	16-417
9.	Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Deslizamiento Crítico	16-421
10.	Resistencia de Aplastamiento de Agujeros de Pernos	16-421
11.	Conectores de Tracción	16-422
J4.	ELEMENTOS AFECTADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS	16-422
1.	Resistencia de Elementos en Tracción	16-422
2.	Resistencia de Elementos en Corte	16-422
3.	Resistencia de Bloque de Corte.....	16-422
4.	Resistencia de Elementos en Compresión.....	16-424
J5.	PLANCHAS DE RELLENO	16-424
J6.	EMPALMES	16-425
J7.	RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO	16-425
J8.	BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO DEL CONCRETO ...	16-425
J9.	BARRAS DE ANCLAJE E INSERTOS	16-425
J10.	ALAS Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS	16-427
1.	Flexión Local del Ala	16-428
2.	Fluencia Local del Alma	16-428
3.	Aplastamiento del Alma	16-429
4.	Pandeo Lateral del Alma	16-429
5.	Pandeo del Alma Comprimida	16-430
6.	Corte en la Zona Panel del Alma	16-431
7.	Extremos de Vigas no Restringidos	16-434
8.	Requisitos Adicionales para los Atiesadores para Cargas Concentradas	16-434
9.	Requisitos Adicionales de las Planchas de Refuerzo para Cargas Concentradas	16-435

K.	DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES	16-437
-----------	---	---------------

K1. CARGAS CONCENTRADAS EN SECCIONES TUBULARES	16-438
1. Definición de Parámetros	16-438
2. Límites de Aplicación	16-438
3. Carga Concentrada Distribuida Transversalmente	16-438
4. Carga Concentrada Distribuida Longitudinalmente en el Centro del Tubo, y Actuando Perpendicular al Eje de la Sección.....	16-441
5. Carga Concentrada Distribuida Longitudinalmente en el Centro del Tubo, y Actuando Paralela al Eje de la Sección	16-441
6. Carga Axial Concentrada en el Extremo de un Tubo Rectangular con Plancha de Tapa.....	16-441
K2. CONEXIONES DE TUBOS EN ENREJADOS	16-442
1. Definición de Parámetros	16-443
2. Criterio para Tubos Redondos	16-443
3. Criterio para Tubos Rectangulares	16-447
K3. CONEXIONES DE MOMENTO TUBO-TUBO	16-452
L. DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	16-453
L1. DISPOSICIONES GENERALES	16-453
L2. CONTRAFLECHA	16-454
L3. DEFORMACIONES	16-454
L4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS	16-455
L5. VIBRACIÓN	16-457
L6. MOVIMIENTO INDUCIDO POR EL VIENTO	16-457
L7. EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN	16-458
L8. DESLIZAMIENTO EN LAS CONEXIONES	16-459
M. FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD	16-460
M1. PLANOS DE TALLER Y DE MONTAJE	16-460
M2. FABRICACIÓN	16-460
1. Contraflecha, Curvado y Enderezado	16-460
2. Corte Térmico	16-460
4. Construcción Soldada	16-461
5. Construcción Apenada	16-461
10. Agujeros de Drenaje	16-461
11. Requisitos para Miembros Galvanizados	16-462
M3. PINTURA DE TALLER	16-463
1. Requisitos Generales.....	16-463
3. Superficies de Contacto	16-463
5. Superficies Adyacentes a las Soldaduras de Terreno	16-463
M4. MONTAJE	16-463
2. Arriostramientos	16-463
4. Ajuste de Uniones de Compresión y Placas de Base	16-464
5. Soldadura en Terreno	16-464

M5. CONTROL DE CALIDAD	16-464
5. Identificación del Acero	16-464
ANEXO 1. ANÁLISIS INELÁSTICO Y DISEÑO	16-465
1.1. DISPOSICIONES GENERALES	16-465
1.2. MATERIALES.....	16-465
1.3. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS	16-465
1.4. PANDEO LOCAL	16-465
1.5. ESTABILIDAD Y EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	16-466
1. Marcos Arriostrados	16-467
2. Marcos de Momento	16-467
1.6. COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS EN COMPRESIÓN	16-467
1.7. VIGAS Y OTROS MIEMBROS EN FLEXIÓN.....	16-467
1.8. MIEMBROS BAJO SOLICITACIONES COMBINADAS	16-468
1.9. CONEXIONES	16-468
ANEXO 2. DISEÑO PARA EMPOZAMIENTO	16-469
ANEXO 3. DISEÑO POR FATIGA	16-472
3.1. GENERAL	16-472
3.2. CÁLCULO DE TENSIONES MÁXIMAS Y RANGO DE TENSIONES	16-472
3.3. RANGO DE TENSIÓN DE DISEÑO.....	16-473
3.4. PERNOS Y PARTES CON HILO	16-474
3.5. REQUISITOS ESPECIALES DE FABRICACIÓN Y MONTAJE.....	16-475
ANEXO 4. DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO	16-476
4.1. DISPOSICIONES GENERALES	16-476
4.1.1. Objetivo de Desempeño	16-476
4.1.4. Combinaciones de Carga y Resistencia Requerida	16-477
4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR ANÁLISIS PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO	16-478
4.2.1. Incendio de Diseño	16-478
4.2.1.1. Fuego Localizado	16-478
4.2.1.2. Incendio en Compartimiento Post-Ignición	16-478
4.2.1.3. Incendios Exteriores.....	16-479
4.2.1.4. Duración del Incendio	16-479
4.2.1.5. Sistemas de Protección Activa Contra el Fuego	16-479
4.2.2. Temperaturas en Sistemas Estructurales Bajo Condiciones de Incendio	16-479
4.2.3. Resistencias de los Materiales a Temperaturas Elevadas.....	16-483
4.2.4. Requisitos de Diseño Estructural	16-483
4.2.4.1. Integridad Estructural General	16-483
4.2.4.2. Requisitos de Resistencia y Límites de Deformación	16-484
4.2.4.3. Métodos de Análisis	16-484

4.2.4.3a. Métodos Avanzados de Análisis	16-484
4.2.4.3b. Métodos Simples de Análisis	16-484
4.2.4.4. Resistencia de Diseño	16-484
4.3. DISEÑO POR ENSAYOS DE CALIFICACIÓN	16-484

ANEXO 5. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	16-488
5.1. DISPOSICIONES GENERALES	16-488
5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	16-488
1. Determinación de los Ensayos Requeridos	16-488
2. Propiedades de Tracción	16-488
4. Tenacidad del Metal Base	16-489
5. Metal de Soldadura	16-489
6. Pernos y Remaches	16-489
5.3. EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	16-489
2. Evaluación de Resistencia	16-489
5.4. EVALUACIÓN POR ENSAYOS DE CARGA	16-490
1. Determinación de la Intensidad de las Cargas mediante Ensayos ...	16-490
2. Evaluación de la Serviciabilidad	16-491
5.5. INFORME DE EVALUACIÓN	16-491

ANEXO 6. ARRIOSTRAMIENTO PARA LA ESTABILIDAD DE	
COLUMNAS Y VIGAS	16-492
6.1. DISPOSICIONES GENERALES	16-492
6.2. COLUMNAS	16-495
6.3. VIGAS	16-496
1. Arriostramiento Lateral	16-496
2. Arriostramiento Torsional	16-497

ANEXO 7. MÉTODO DIRECTO DE ANÁLISIS	16-500
7.1. REQUISITOS GENERALES	16-500
7.2. CARGAS FICTICIAS	16-503
7.3. LIMITACIONES DE DISEÑO-ANÁLISIS	16-505

SIMBOLOGIA

La sección o el número de tabla en la columna de la derecha se refiere a donde el símbolo ha sido usado primero.

Símbolo	Definición	Sección
A	Área de la sección transversal de la columna, mm^2	J10.6
A	Área total de la sección transversal de un miembro, mm^2	E7.2
A_B	Área cargada de concreto, mm^2	I2.1
A_{BM}	Área de la sección transversal del metal base, mm^2	J2.4
A_b	Área nominal sin considerar el hilo de un perno o pieza hilada, mm^2	J3.6
A_{bi}	Área de la sección transversal de la rama que traslapa, mm^2	K2.3
A_{bj}	Área de la sección transversal de la rama traslapada, mm^2	K2.3
A_c	Área de concreto, mm^2	I2.1
A_c	Área de la losa de concreto dentro de el ancho efectivo, mm^2	I3.2
A_D	Área de una barra referida al mayor diámetro del hilo, mm^2	Tabla J3.2
A_e	Área neta efectiva, mm^2	D2
A_{eff}	Sumatoria de las áreas efectivas de la sección transversal basada en el ancho efectivo, mm^2	E7.2
A_{fc}	Área del ala en compresión, mm^2	G3.1
A_{fg}	Área bruta del ala en tensión, mm^2	F13.1
A_{fn}	Área neta del ala en tensión, mm^2	F13.1
A_{fi}	Área del ala en tensión, mm^2	G3.1
A_g	Área bruta de del miembro, mm^2	B3.13
A_g	Área bruta de la sección basada en el espesor de diseño de la pared, mm^2	G6
A_g	Área bruta del miembro compuesto, mm^2	I2.1
A_g	Área bruta del cordón, mm^2	K2.2
A_{gv}	Área bruta sujeta a corte, mm^2	J4.3
A_n	Área neta del miembro, mm^2	B3.13
A_{nt}	Área neta sometida a tensión, mm^2	J4.3
A_{nv}	Área neta sometida a corte, mm^2	J4.2
A_{pb}	Área proyectada de aplastamiento, mm^2	J7
A_r	Área de desarrollo longitudinal del acero de refuerzo dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, de la sección transversal de acero, mm^2	I2.1
A_{sc}	Área de la sección transversal del conector de corte, mm^2	I2.1
A_{sf}	Área de corte de la trayectoria de falla, mm^2	D5.1
A_{sr}	Área de barras de refuerzo continuas, mm^2	I2.1
A_{st}	Área del atiesador, mm^2	G3.3
A_t	Área neta en tensión, mm^2	Anexo 3.4
A_w	Área del alma, altura total por el espesor, mm^2	G2.1
A_w	Área efectiva de la soldadura,	J2.4
A_{wi}	Área efectiva de la garganta de la soldadura de cualquier elemento i-esimo de esta, mm^2	J2.4
A_l	Área de acero concéntricamente cargado sobre el soporte de concreto, mm^2	J8
A_2	Máxima área de la porción de la superficie soportada que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada, mm^2	J8

B	Ancho total de una sección HSS, medido a 90° con respecto al plano de la conexión, mm	Tabla D3.1
B	Ancho total de una sección HSS de un miembro HSS principal, medido a 90° con respecto al plano de la conexión, mm	K3.1
B	Factor para pandeo lateral torsional en tees y ángulos dobles.....	F9.2
B_b	Ancho total de una sección HSS de una rama, medido a 90° con respecto al plano de la conexión, mm	K3.1
B_{bi}	Ancho total de la rama que traslapa.....	K2.3
B_{bj}	Ancho total de la rama que es traslapada.....	K2.3
B_p	Ancho de la placa, medida 90 grados con respecto al plano de conexión, mm	K1.1
B_p	Ancho de la placa, transversal al eje del miembro principal, mm	K2.3
B_1, B_2	Factores usados en determinar M_u para flexión combinada con fuerzas axiales cuando se aplica análisis de primer orden.....	C2.1
C	Constante torsional de una sección HSS.....	H3.1
C_b	Factor de modificación del pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento están arriostrados.....	F1
C_d	Coefficiente que relaciona rigidez relativa al arriostramiento y curvatura....	Anexo 6.3.1
C_f	Constante basada en categorías de tensiones, dadas en Tabla A-3.1.....	Anexo 3.3
C_m	Coefficiente para marcos sin traslación lateral.....	C2.1
C_p	Coefficiente de flexibilidad para un miembro primario en un techo plano debido a empozamiento por deformaciones.....	Anexo 2.1
C_r	Coefficiente para pandeo lateral del alma.....	J10.4
C_s	Coefficiente de flexibilidad para un miembro secundario en un techo plano debido a empozamiento por deformaciones.....	Anexo 2.1
C_y	Coefficiente de corte del alma.....	G2.1
C_w	Constante de alabeo, mm^6	E4
D	Carga muerta nominal.....	Anexo 2.2
D	Diámetro exterior de un elemento HSS circular, mm	Tabla B4.1
D	Diámetro exterior,.....	E7.2
D	Diámetro exterior de un elemento HSS principal, mm	K2.1
D	Diámetro del cordón, mm	K2.2
D_b	Diámetro exterior de un miembro de una rama HSS circular.....	K2.1
D_s	Factor usado en ecuación G3-3, dependiente del tipo de atiesador transversal usado en una viga armada.....	G3.3
D_u	En conexiones de deslizamiento crítico, es un múltiplo que refleja la relación entre la pretensión aplicada al y la pretensión mínima especificada para el perno.....	J3.8
E	Modulo de elasticidad del acero= 200000 Mpa (29000 ksi).....	Tabla B4.1
E_c	Modulo de elasticidad del concreto= 0.043, $w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$, Mpa	I2.1
E_{cm}	Modulo de elasticidad del concreto a temperaturas altas, Mpa	Anexo 4.2.3
EI_{eff}	Rigidez efectiva de la sección compuesta, $N - mm^2$	I2.1
E_m	Modulo de elasticidad del acero a temperatura altas, Mpa	Anexo 4.2.3
F_a	Tensión axial disponible en el punto de consideración, Mpa	H2
F_{BM}	Resistencia nominal del metal base por unidad de área, Mpa	J2.4
F_{bw}	Tensión de flexión disponible en el punto de consideración en torno al eje mayor, Mpa	H2
F_{bz}	Tensión disponible por flexión en el punto de consideración en torno al eje menor, Mpa	H2

F_c	Tensión disponible, <i>Mpa</i>	K2.2
F_{cr}	Tensión crítica, <i>Mpa</i>	E3
F_{cr}	Tensión crítica de pandeo para una sección según análisis, <i>Mpa</i>	F12.2
F_{crp}	Tensión crítico en torno al eje menor, <i>Mpa</i>	E4
F_{crz}	Tensión crítico debido a pandeo torsional, <i>Mpa</i>	E4
F_e	Tensión crítica de pandeo elástico, <i>Mpa</i>	C1.4
F_{ex}	Tensión debido a pandeo por flexión en torno al eje mayor, <i>Mpa</i>	E4
F_{EEX}	Numero de clasificación de electrodos, <i>Mpa</i>	J2.4
F_{ey}	Tensión de pandeo elástico por flexión en torno al eje menor, <i>Mpa</i>	E4
F_{ez}	Tensión debido a pandeo torsional, <i>Mpa</i>	E4
F_L	Tensión calculada para ser usada en el cálculo de la resistencia nominal por flexión, <i>Mpa</i>	Tabla B4.1
F_n	Resistencia nominal a torsión,	H3.3
F_n	Tensión de tensión nominal, F_{nt} o tensión de corte, F_{nv} , según Tabla J3.2, <i>Mpa</i>	J3.6
F_{nt}	Tensión de tracción nominal desde Tabla J3.2, <i>Mpa</i>	J3.7
F_{nt}^o	Tensión de tracción modificada que incluye los efectos de tensiones de corte, <i>Mpa</i>	J3.7
F_{nv}	Tensión de corte nominal según Tabla J3.2, <i>Mpa</i>	J3.7
F_{SR}	Rango de tensiones de diseño, <i>Mpa</i>	Anexo 3.3
F_{TH}	Rango umbral para tensión de fatiga, máximo rango de tensión para vida de diseño indefinida según Tabla A-3.1, <i>Mpa</i>	Anexo 3.1
F_u	Resistencia a tensión mínima especificada para el tipo de acero utilizado, <i>Mpa</i>	D2
F_u	Resistencia a tensión mínima especificada para un conector de corte, <i>Mpa</i>	I2.1
F_u	Resistencia a tensión mínima especificada del material conectado, <i>Mpa</i>	J3.10
F_u	Resistencia a tensión mínima especificada para material de HSS, <i>Mpa</i>	K1.1
F_{um}	Resistencia a tensión mínima especificada del acero usado a altas temperaturas, <i>Mpa</i>	Anexo 4.2
F_w	Resistencia nominal de la soldadura por unidad de área, <i>Mpa</i>	J2.4
F_{wi}	Tensión nominal de cualquier i-esimo elemento de una soldadura, <i>Mpa</i>	J2.4
F_{wix}	Componente en el eje x del tensión, F_{wp} , <i>Mpa</i>	J2.4
F_{wiy}	Componente en el eje y del tensión, F_{wp} , <i>Mpa</i>	J2.4
F_y	Tensión mínima de fluencia especificada para el tipo de acero empleado, <i>Mpa</i> . Se usa en esta especificación “tensión de fluencia” ya sea como el punto de fluencia mínimo especificado (para aquellos aceros que tienen un punto de fluencia) o ya sea fluencia especificada (para aquellos que no tienen una fluencia especificada)	Tabla B4.1
F_y	Tensión mínimo de fluencia especificado en el ala en compresión, <i>Mpa</i>	Anexo 1.3
F_y	Tensión mínimo de fluencia especificada para el alma de una columna, <i>Mpa</i>	J10.6
F_y	Tensión mínimo de fluencia especificada para el material de un elemento HSS, <i>Mpa</i>	K1.1
F_y	Tensión mínima de fluencia especificada para el material de un elemento principal HSS, <i>Mpa</i>	K2.1
F_{yb}	Tensión mínima de fluencia especificado para el material de una rama de un HSS, <i>Mpa</i>	
F_{ybi}	Tensión mínima de fluencia especificado en el material de la rama que traslapa, <i>Mpa</i>	K2.3

F_{ybj}	Tensión mínimo de fluencia especificada en el material de la rama traslapada, Mpa	K2.3
F_{yf}	Tensión mínima de fluencia especificada en el ala, Mpa	J10.1
F_{ym}	Tensión mínima de fluencia especificada del acero empleado a alta temperatura, Mpa	Anexo 4.2
F_{yp}	Tensión mínimo de fluencia especificado en placa, Mpa	J10.1
F_{yr}	Tensión mínimo de fluencia especificada en las barras de refuerzo, Mpa	J10.1
F_{yst}	Tensión mínimo de fluencia especificada en el material del atiesador, Mpa	G3.3
F_{yw}	Tensión mínimo de fluencia especificado en el alma, Mpa	J10.2
G	Modulo de corte de elasticidad del acero= 77200 Mpa	E4
$\sum H$	Corte de piso producido por las fuerzas laterales usadas para computar Δ_u , N	C2.1
H	Altura total de un miembro HSS rectangular, medido en el plano de conexión, mm	Tabla D3.1
H	Constante por flexión.....	E4
H_b	Altura total de la rama de un elemento HSS rectangular, medido en el plano de conexión, mm	K2.1
H_{bi}	Altura total de una rama superpuesta	K2.3
I	Momento de inercia donde se ejerce la flexión, mm^4	C2.1
I	Momento de inercia en torno al eje de flexión, mm^4	Anexo 7.3
I_c	Momento de inercia de la sección de concreto, mm^4	I2.1
I_d	Momento de inercia de la cubierta de acero apoyada en miembros secundarios, mm^4	Anexo 2.1
I_p	Momento de inercia de elementos primarios, mm^4	Anexo 2.1
I_s	Momento de inercia de elementos secundarios, mm^4	Anexo 2.1
I_s	Momento de inercia de la sección de acero, mm^4	I2.1
I_{sr}	Momento de inercia de las barras de refuerzo, mm^4	I2.1
I_x, I_y	Momentos de inercia respecto a los ejes principales, mm^4	E4
I_y	Momento de inercia fuera del plano, mm^4	Anexo 6.2
I_z	Momento de inercia respecto del eje principal menor, mm^4	10.2
I_{yc}	Momento de inercia respecto del eje y referido al ala en compresión, o si hay inversión de curvatura por flexión se refiere al ala más pequeña, mm^4	F1
J	Constante torsional, mm^4	E4
K	Factor de longitud efectiva determinado de acuerdo al capitulo C	C1.2
K_z	Factor de longitud efectiva para pandeo flexo-torsional	E4
K_1	Factor de longitud efectiva en el plano de flexión, calculado bajo el supuesto que no hay desplazamiento lateral, reestablece igual a 1.0, a menos que el análisis indique que un menor valor a ser usado	C2.1
K_2	Factor de longitud efectiva en el plano de flexión, calculado en el supuesto que el pandeo ocurre con deformación lateral	C2.1
L	Altura de piso, mm	C2.1
L	Longitud del elemento, mm	H3
L	Longitud de la soldadura cargada en los extremos, mm	J2.2
L	Ocupación nominal de la carga viva.....	Anexo 4.1.4
L	Longitud sin arriostamiento lateral de un elemento, mm	E2
L	Longitud del vano, mm	Anexo 6.2
L	Longitud del elemento entre los puntos de trabajo de las líneas centrales de los cordones del enrejado, mm	E5
L_b	Longitud entre los puntos que arriostados al desplazamiento lateral del ala comprimida o atiesados contra el giro de la sección transversal, mm	F2

L_b	Distancia entre arriostramientos, mm	Anexo 6.2
L_c	Longitud del canal conector de corte, mm	I3.2
L_c	Distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre borde del agujero y el borde del agujero adyacente o del borde del material, mm	J3.10
L_e	Longitud efectiva total de soldadura ya sea esta de ranura o de filete en secciones HSS rectangulares, mm	K2.3
L_p	Longitud no arriostrada limite al volcamiento, para que se desarrolle el estado limite de fluencia, mm	F2.2
L_p	Espaciamiento entre columnas en la dirección de la viga, mm	Anexo 2
L_{pd}	Longitud limite sin arriostramiento lateral para efectos de análisis plástico, mm	Anexo 1.7
L_q	Máxima longitud sin arriostramiento para M_r (momento resistente requerido), mm	Anexo 6.2
L_r	Longitud limite sin arriostramiento lateral para el estado limite de pandeo flexo-torsional inelástico, mm	F2.2
L_s	Espaciamiento entre columnas perpendicular a la dirección de la viga, mm ..	Anexo 2.1
L_v	Distancia entre el máximo corte y donde este es cero, mm	G6
M_A	Valor absoluto del momento ubicado en el cuarto de la longitud del segmento no arriostrado, $N - mm$	F1
M_a	Resistencia a flexión requerida en el cordón, usando combinaciones de carga según ASD, $N - mm$	K2.2
M_B	Valor absoluto del momento ubicado al centro del segmento no arriostrado, $N - mm$	F1
M_{br}	Momento requerido para el arriostramiento, $N - mm$	Anexo 6.2
M_C	Valor absoluto del Momento ubicado a los tres cuartos de la longitud del segmento no arriostrado, $N - mm$	F1
$M_{c(x,y)}$	Resistencia a flexión disponible determinada de acuerdo al capitulo F, $N - mm$	H1.1
M_{cx}	Resistencia a flexo torsión disponible para el eje más fuerte a flexión, determinada según el capitulo F, $N - mm$	H1.3
M_e	Momento elástico por pandeo flexo-torsional, $N - mm$	F10.2
M_{lt}	Momento de primer orden según las combinaciones de carga LRFD o ASD causadas únicamente por desplazamiento lateral del marco, $N - mm$	C2.1
M_{max}	Valor absoluto máximo del momento en el segmento no arriostrado, $N - mm$	F1
M_n	Resistencia nominal a flexión, $N - mm$	F1
M_{nt}	Momento de primer orden usando combinaciones de carga LRFD o ASD suponiendo que no hay desplazamiento lateral del marco, $N - mm$	C2.1
M_p	Momento de flexión plástico, $N - mm$	Tabla B4.1
M_r	Resistencia a flexión requerida de segundo orden según combinaciones de carga LRFD o ASD, $N - mm$	C2.1
M_r	Resistencia a flexión requerida según combinaciones de carga LRFD o ASD, $N - mm$	H1
M_r	Resistencia a flexión requerida en el cordón, $N - mm$	K2.2
M_{r-ip}	Resistencia requerida a flexión en el plano de la rama, $N - mm$	K2.2
M_{r-op}	Resistencia a flexión requerida fuera del plano de la rama, $N - mm$	K3.3
M_u	Resistencia a flexión requerida en el cordón, usando combinaciones de carga LRFD, $N - mm$	K2.2
M_y	Momento de fluencia respecto del eje de flexión, $N - mm$	Tabla B4.1

M_1	Momento menor, calculado mediante un análisis de primer orden, en los extremos de la parte de un miembro no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración, $N - mm$	C2.1
M_2	Momento mayor, calculado mediante un análisis de primer orden, en los extremos de la parte de un miembro no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración, $N - mm$	C2.1
N	Longitud de aplastamiento (no menor a k para las reacciones De los extremos de la viga), mm	J10.2
N	Longitud de aplastamiento de la carga, medido paralelo al eje de un miembro HSS, (o, en el caso de tapas de placas cargadas medido a lo largo del ancho de la HSS), mm	K1.1
N	Número de fluctuaciones de rango de tensión durante la vida de diseño, mm	Anexo 3.3
N_b	Número de pernos resistiendo una tensión aplicada.....	J3.9
N_i	Carga lateral adicional.....	C2.2
N_i	Carga lateral teórica aplicada al nivel i , N	Anexo 7.3
N_s	Número de planos de deslizamiento.....	J3.8
O_v	Coefficiente de traslape en conexiones.....	K2.2
P	Paso, mm , por hilo (mm por hilo)	Anexo 3.4
P_{br}	Resistencia requerida en el arriostamiento, N	Anexo 6.2
P_c	Resistencia a la compresión axial disponible, N	H1.1
P_c	Resistencia a la tensión disponible, N	H1.2
P_{co}	Resistencia a la compresión disponible fuera del plano de flexión, N	H1.3
P_{e1}, P_{e2}	Carga crítica de pandeo elástico para marcos arriostrados y no arriostrados, respectivamente, N	C2.1
P_{eL}	Carga de pandeo de Euler, evaluado en el plano de flexión, N	Anexo 7.3
$P_{t(c)}$	Fuerza axial de primer orden usando combinaciones de carga LRFD o ASD solo como resultado de desplazamientos laterales del marco (tracción o compresión), N	C2.1
$P_{n(t,c)}$	Fuerza axial de primer orden usando combinaciones de carga LRFD o ASD suponiendo que no hay desplazamiento lateral del marco (tracción o compresión), N	C2.1
P_n	Resistencia axial nominal, N	D2
P_o	Resistencia axial nominal de compresión sin considerar los efectos de longitud, N	I2.1
P_p	Resistencia por aplastamiento nominal del concreto, N	I2.1
P_r	Resistencia requerida axial de segundo orden según combinaciones de carga LRFD o ASD, N	C2.1
P_r	Resistencia requerida axial por compresión de segundo orden según combinaciones de carga LRFD o ASD, N	C2.2
P_r	Resistencia axial por tensión requerida según las combinaciones de carga LRFD o ASD, N	H1.2
P_r	Resistencia requerida, N	J10.6
P_r	Resistencia axial requerida en la rama, N	K3.2d
P_r	Resistencia axial requerida en el cordón, N	K2.2
P_u	Resistencia axial en compresión requerida, N	Anexo 1.4
P_r	Resistencia de un miembro en fluencia, N	C2.2
Q	Factor de reducción de para elementos esbeltos en compresión	E7
Q_a	Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados en compresión	E7.1

Q_f	Parámetro de interacción de tensiones en el cordón.....	K2.2
Q_n	Resistencia nominal de un conector de corte, N	I2.1
Q_s	Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados en compresión	E7
R	Carga nominal debido exclusivamente a retención de agua, lluvia o nieve, debido al empozamiento producto de las deformaciones, MPa	Anexo 2.2
R	Factor de modificación de respuesta sísmica.....	A1.1
R_a	Resistencia requerida (ASD).....	B3.4
R_{FL}	Factor de reducción para uniones que usan sólo un par de soldaduras de filete transversales.....	Anexo 3.3
R_g	Coficiente para considerar efecto de grupo	I3.2
R_m	Factor de la ecuación C2-6b dependiente del tipo de sistema.....	C2.1
R_m	Parámetro monosimétrico de la Sección Cruz.....	F1
R_n	Resistencia Nominal, especificada de los capítulos B hasta K.....	B3.3
R_n	Resistencia Nominal al deslizamiento, N	J3.8
R_p	Factor de efecto posicional para conectores de corte	I3.2
R_{pc}	Factor de plastificación del alma	F4.1
R_{PJP}	Factor de reducción para uniones de ranura soldada de penetración parcial (PJP) reforzadas o no reforzadas transversalmente	Anexo 3.3
R_{pt}	Factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia del ala en tracción	F4.4
R_u	Resistencia requerida (LRFD).....	B3.3
R_{wt}	Resistencia Nominal total de los filetes de soldadura cargados longitudinalmente, determinada de acuerdo a la tabla J2.5.....	J2.4
R_{wt}	Resistencia Nominal total de los filetes de soldadura cargados transversalmente, determinada de acuerdo a la tabla J2.5 sin la alternativa de la sección J2.4 (a).....	J2.4
S	Módulo elástico de la Sección HSS circulares , mm^3	F8.2
S	Módulo elástico mínimo de la Sección relativo al eje de flexión, mm^3	F12
S	Espaciamiento entre miembros secundarios, m	Anexo 2.1
S	Carga Nominal por Nieve.....	Anexo 4.1.4
S	Módulo elástico de Sección del cordón, mm^3	K2.2
S_c	Módulo de Sección elástico al pie en Compresión relativo al eje de flexión, mm^3	F10.3
S_{eff}	Módulo de Sección efectivo en torno al eje mayor, mm^3	F7.2
S_{x^2}, S_{xc}	Módulo de Sección elástico referido a las Alas traccionada y comprimida respectivamente, mm^3	Tabla B4.1
S_{x^2}, S_y	Módulos de Sección elástico tomados en torno a los ejes principales, mm^3	F2.2, F6
S_y	Para canales, corresponde al mínimo módulo de seccion	F6
T	Fuerzas y deformaciones Nominales debidas al diseño contra incendios, definido en la sección 4.2.1	Anexo 4.1.4
T_a	Fuerza de tracción debida a la combinación de carga ASD, KN.....	J3.9
T_b	Tracción mínima del conector dada en la Tabla J3.1 o J3.1M, KN.....	J3.8
T_c	Resistencia torsional disponible, $N - mm$	H3.2
T_n	Resistencia torsional Nominal, $N - mm$	H3.1
T_r	Resistencia torsional requerida, $N-mm$	H3.2
T_u	Fuerza de tracción debida a la combinación de carga LRFD, (KN).....	J3.9
U	Factor de rezago por cortante	D3.3
U	Razón de utilización	K2.2

U_{bs}	Coefficiente de reducción, usado en el cálculo de la resistencia en ruptura del bloque de corte	J4.3
U_p	Índice de tensiones	Anexo 2.2
\dot{U}_s	Índice de tensiones	Anexo 2.2
V	Fuerza de corte requerida introducida a la columna, N	I2.1
V'	Fuerza de corte requerida transferida por conectores de corte, N	I2.1
V_c	Resistencia de corte disponible, N	G3.3
V_n	Resistencia Nominal de corte, N	G1
V_r	Resistencia requerida de corte en la posición de los atiesadores, N	G3.3
V_r	Resistencia requerida de corte usando las combinaciones de carga LRFD o ASD, N	H3.2
Y_i	Carga gravitacional en el nivel i debido a la combinación de carga LRFD o 1.6 veces la combinación de carga ASD, N	C2.2
Y_t	Coefficiente de reducción por agujeros, N	F13.1
Z	Módulo de sección plástico en torno al eje de flexión, mm^3	K3.3
Z_b	Módulo de sección plástico de la rama en torno al eje de flexión correcto, mm^3	K3.3
$Z_{x^2y^2}$	Módulo de sección plástico en torno a los ejes principales, mm^3	K3.3
a	Distancia libre entre atiesadores transversales, mm	F13.2
a	Distancia entre conectores en miembros fabricados, mm	E6.1
a	Distancia mínima desde el borde del agujero conector al borde del miembro, medida paralela a la dirección de la fuerza, mm	D5.1
a	Mitad de la longitud en la cara de la raíz no soldada en la dirección del espesor de la placa traccionada, mm	Anexo 3.3
a_w	Cuociente entre dos veces el área del alma en compresión debido solamente a la aplicación de un momento flexionante en el eje mayor y el área de las alas en compresión.....	F4.2
b	Ancho exterior del ala en compresión, mm	F10.3
b	Ancho total del ala más larga de ángulo, mm	F7.1
b	Ancho del elemento no atiesado en compresión; para alas de secciones doble T o miembros T , el ancho b es la mitad del ancho total del ala, b_f ; para alas de ángulos, canales y zetas, el ancho b es la dimensión nominal total; para placas, el ancho b es la distancia desde el borde libre hasta la primera fila de conectores o línea de soldadura, o la distancia entre líneas adyacentes de conectores o de soldadura; para secciones HSS rectangulares, el ancho b es la distancia libre entre las almas menos el radio de la esquina interior en cada lado, mm	B4.1, B4.2
b	Ancho de ala del ángulo que resiste fuerza de corte, mm	G4
b_{cf}	Ancho del ala de la columna, mm	J10.6
b_e	Ancho efectivo reducido, mm	E7.2
b_{eff}	Distancia efectiva al borde; la distancia desde el borde del agujero al borde de la parte medida en la dirección normal a la fuerza aplicada de, mm	D5.1
b_{eoi}	Ancho efectivo de la cara de la rama soldada al cordón	K2.3
b_{eov}	Ancho efectivo de la cara de la rama soldada a la rama traslapada	K2.3
b_f	Ancho de ala, mm	B4.1
b_{fc}	Ancho de ala en compresión, mm	F4.2
b_{ft}	Ancho de ala en tracción, mm	G3.1
b_l	Ala larga del ángulo, mm	E5
b_s	Ala corta del ángulo, mm	E5

b_s	Ancho de atiesador para atiesadores ubicados a un lado, mm	Anexo 6.2
d	Diámetro nominal del perno, mm	J3.3
d	Profundidad Nominal total de la Sección, mm	B4.1
d	Profundidad Nominal total de la T, mm	E7.1
d	Profundidad de barra rectangular, mm	F11.2
d	Profundidad Nominal total de la Sección, mm	B4.1
d	Profundidad Nominal total de la T, mm	E7.1
d	Diámetro, mm	J.7
d	Diámetro del pasador, mm	D5.1
d	Diámetro del laminador, mm	J.7
d_b	Altura de viga, mm	J10.6
d_b	Diámetro Nominal (Diámetro de cuerpo o vastago), mm	Anexo 3.4
d_c	Diámetro de columna, mm	J10.6
e	Excentricidad en una conexión enrejada, positiva cuanto se aleja de las ramas, mm	K2.1
e_{mid-ht}	Distancia desde el borde del vástago del conector al alma de la plancha de acero, medida a la mitad de la altura de la nervadura y en la dirección de orientación de carga de l conector (en otras palabras, en la dirección de máximo momento para una viga simplemente apoyada), mm	I3.2
f_a	Tensión axial requerida en el punto en consideración usando las combinaciones de carga LRFD o ASD, MPa	H2
$f_{b(w,z)}$	Tensión de flexión requerida en el punto en consideración (eje mayor y eje menor) usando las combinaciones de carga LRFD o ASD, MPa	H2
f'_c	Resistencia mínima especificada del concreto a compresión, MPa	I1.1
f'_{cm}	Resistencia mínima especificada del concreto a compresión a elevadas temperaturas, MPa	Anexo 4.2
f_o	Tensión debido a D + R (carga muerta nominal + carga nominal debido a lluvia o nieve excluida la contribución de empozamiento), MPa	Anexo 2.2
f_v	Resistencia requerida de corte por unidad de área, MPa	J3.7
g	Espaciamiento transversal de centro a centro (gramil) entre las líneas de conectores, mm	B3.13
g	Espacio medido al pie de los miembros de rama en una conexión K abierta, sin considerar la soldadura, mm	K2.1
h	Distancia libre entre alas menos el filete o el radio de esquina de secciones laminadas; para secciones fabricadas, la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre las alas cuando se utiliza soldadura; en Secciones T, la profundidad total; en Secciones rectangulares HSS, la distancia libre entre las alas menos el radio interior de esquina a cada lado, mm	B4.2
h	Distancia entre los centroides de componentes individuales, perpendicular al elemento en el eje de pandeo, mm	E6.1
h_c	Dos veces las distancia desde el centroide a la cara interna del ala en compresión menos el filete o radio de esquina, en secciones laminadas; la línea de pernos más cercana al ala comprimida o las caras internas del ala comprimida cuando se utiliza soldadura, para Secciones armadas, mm	B4.2
h_o	Distancia entre los centroides de las alas, mm	F2.2
h_p	Dos veces las distancia desde el eje neutro plástico a la línea de pernos más cercana al ala comprimida o la cara interna del ala comprimida cuando se utiliza soldadura, mm	B4.2

h_{sc}	Factor de perforación.....	J3.8
j	Factor definido por la ecuación G2-6 para el momento de inercia mínimo de un atiesador transversal	G2.2
k	Distancia desde la cara externa del ala al pie del filete del alma, mm	J10.2
k	Radio de esquina externo de la Sección HSS, se puede tomar como 1.5t si se desconoce, mm	K1.3
k_c	Coficiente para elementos esbeltos no atiesados, mm	Tabla B4.1
k_s	Coficiente de deslizamiento crítico para tensiones combinadas de tracción y corte mm	J3.9
k_v	Coficiente de pandeo del alma	G2.1
l	Mayor longitud no arriostrada lateralmente a lo largo de cualquier ala en el punto de carga, mm	J10.4
l	Longitud de aplastamiento, mm	J7
l	Longitud de la conexión en la dirección de carga, mm	Tabla D3.1
n	Número de puntos nodales arriostrados en el vano	Anexo 6.2
n	número de hilos por pulgada	Anexo 3.4
p	Cuociente entre la deformación del elemento i y su deformación a tensión máxima.....	J2.4
p	Longitud proyectada de la rama traslapada del cordón	K2.2
q	Longitud de traslapo medida a lo largo de la cara de conexión del cordón debajo de las dos ramas	K2.2
r	Radio de giro que controla, mm	E2
r_{crit}	Distancia desde el centro instantáneo de rotación al elemento soldado con la mínima relación Δ_u / r_p , mm	J2.4
r_i	Radio de giro mínimo de un componente individual en un miembro armado, mm	E6.1
r_{ib}	Radio de giro de un componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro, mm	E6.1
\bar{r}_o	Radio de giro polar en torno al centro de corte, mm	E4
r_t	Radio de giro de los componentes de ala en compresión por flexión más un tercio del área de alma en compresión debido sólo a la aplicación de un momento flexionante en el eje mayor.....	F4.2
r_{ts}	Radio de giro efectivo utilizado en la determinación de L_r para el estado límite de pandeo lateral torsional en el eje mayor de flexión de miembros compactos doblemente simétricos, Secciones doble T y canales	F2.2
r_x	Radio de giro en torno al eje geométrico paralelo al ala conectada, mm	E5
r_y	Radio de giro en torno al eje y , mm	E4
r_z	Radio de giro en torno al eje principal menor, mm	E5
s	Espaciamiento longitudinal de centro a centro (paso) de dos perforaciones consecutivas, mm	B3.13
t	Espesor del elemento, mm	B4.2
t	Espesor de pared, mm	E7.2
t	Espesor del ala de un ángulo, mm	F10.2
t	Ancho de la barra rectangular paralela al eje de flexión, mm	F11.2
t	Espesor del material conectado, mm	J3.10
t	Espesor de plancha, mm	D5.1
t	Espesor de diseño de pared para Sección HSS equivalente a 0.93 veces el espesor nominal de pared de ERW HSS y equivalente al espesor nominal de pared de SAW HSS, mm	B3.12

t	Espesor total de lana ranurada (peineta), mm	J5
t	Espesor de diseño de pared del miembro principal de HSS, mm	K2.1
t_b	Espesor de diseño de pared del miembro de rama de HSS, mm	K2.1
t_{bi}	Espesor de la rama que traslapa, mm	K2.3
t_{bj}	Espesor de la rama traslapada, mm	K2.3
t_{cf}	Espesor del ala de la columna, mm	J10.6
t_f	Espesor del ala cargada, mm	J10.1
t_f	Espesor del ala del canal conector de corte, mm	I3.2
t_{fc}	Espesor del ala comprimida, mm	F4.2
t_p	Espesor de plancha, mm	K1.1
t_p	Espesor de plancha cargada en tracción, mm	Anexo 3.3
t_p	Espesor de la plancha adosada en forma transversal, mm	K2.3
t_s	Espesor de atiesador de alma, mm	Anexo 6.2
t_w	Espesor del alma del canal conector de corte, mm	I3.2
t_w	Espesor de alma de viga, mm	Anexo 6.3
t_w	Espesor de alma, mm	Tabla B4.1
t_w	Espesor de alma de columna, mm	J10.6
t_w	Espesor de elemento, mm	E7.1
w	Espeo de la plancha de cubierta cuando se usa doble plancha, mm	F13.3
w	Tamaño de soldadura, mm	J2.2
w	Símbolo subíndice asociado al eje mayor principal de flexión	
w	Ancho de placa, mm	Tabla D3.1
w	Tamaño del filete de refuerzo o contorno, si lo hay, en la dirección de la carga de tracción aplicada a la plancha, mm	Anexo 3.3
w_c	Peso del concreto por unidad de volumen ($1500 \leq w_c \leq 2500 \text{ Kg/m}^3$).....	I2.1
w_r	Ancho promedio del concreto nervado o cartela mm	I3.2
x	Símbolo subíndice relativo al eje fuerte	
x_o, y_o	Coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, mm	E4
\bar{x}	Excentricidad de la conexión, mm	Tabla D3.1
y	Símbolo subíndice asociado al eje débil	
z	Símbolo subíndice relativo al eje principal menor de flexión	
α	Factor usado en la ecuación B2.....	C2.1
α	Relación de separación para miembros apernados en compresión= $h/2r_{ib}$	E6.1
β	Factor de reducción dado en la ecuación J2-1.....	J2.2
β	Razón de ancho; el cuociente entre el diámetro de rama al diámetro del cordón en Sección HSS circular; el cuociente entre el ancho total de rama y el ancho de cuerda en Sección HSS rectangular.....	K2.1
β_T	Rigidez requerida de la riostra excluyendo distorsión de alma $N\text{-mm/radian}$	Anexo 6.2
β_{br}	Rigidez requerida de la riostra.....	Anexo 6.2
β_{eff}	Razón de ancho efectivo; la suma de los perímetros de dos miembros de una rama en una conexión K dividida por ocho veces el ancho de cordón.....	K2.1
β_{eop}	Parámetro efectivo de punzonamiento exterior.....	K2.3
β_{sec}	Rigidez distorsional de alma, incluyendo el efecto de atiesadores transversales de alma, si los hay, $N\text{-mm/radian}$	Anexo 6.2
β_w	Propiedad seccional para ángulos de alas desiguales, positivo para alas cortas en compresión y negativo para alas largas en compresión.....	F10.2
Δ	Desplazamiento de entrepiso de primer orden debido a las cargas de diseño, mm	C2.2

Δ_H	Desplazamiento de entrepiso de primer orden debido a fuerzas laterales, <i>mm</i> C2.1
Δ_i	Deformación de elementos soldados a niveles intermedios de tensión, linealmente proporcional a la deformación crítica basada en la distancia al centro instantáneo de rotación, r_p , <i>mm</i> J2.4
Δ_m	Deformación de elementos soldados a tensión máxima, <i>mm</i> J2.4
Δ_u	Deformación de elementos soldados a tensión última (fractura), corresponde generalmente en los elementos mas alejados del centro instantáneo de rotación, <i>mm</i> J2.4
γ	Relación de esbeltez de cuerda, la relación entre la mitad del diámetro y el espesor de pared para Sección HSS circular; la relación entre la mitad del ancho y el espesor de muro para Sección HSS rectangular K2.1
ζ	Relación de separación; cuociente de la separación entre las ramas de una conexión K excéntrica y el ancho de la cuerda de un tubo HSS rectangular K2.1
η	Parámetro de longitud de carga, aplicable solamente en Sección HSS rectangular; el cuociente entre la longitud de contacto de la rama con la cuerda en el plano de la conexión con el ancho de cuerda K2.1
λ	Esbeltez a Pandeo Local F3
λ_p	Esbeltez a Pandeo Local límite para elementos compactos B4
λ_{pf}	Esbeltez a Pandeo Local límite para ala compacta F3
λ_{pw}	Esbeltez a Pandeo Local límite para alma compacta F4
λ_r	Esbeltez a Pandeo Local límite para elemento no compacto B4
λ_{rf}	Esbeltez a Pandeo Local límite para ala no compacta F3
λ_{rw}	Esbeltez a Pandeo Local límite para alma no compacta F4
μ	Coefficiente medio de deslizamiento para superficies Clase A o B, según el caso, o como se establezca mediante de ensayos J3.8
ϕ	Factor de resistencia, especificado en los capítulos B al K B3.3
ϕ_B	Factor de resistencia para aplastamiento del concreto I2.1
ϕ_b	Factor de resistencia para flexión F1
ϕ_c	Factor de resistencia para compresión E1
ϕ_c	Factor de resistencia para columnas compuestas cargadas axialmente I2.1b
ϕ_{sf}	Factor de resistencia para falla en bloque de corte D5.1
ϕ_T	Factor de resistencia para torsión H3.1
ϕ_t	Factor de resistencia para tracción D2
ϕ_v	Factor de resistencia para corte G1
Ω	Factor de seguridad B3.4
Ω_B	Factor de seguridad para aplastamiento del concreto I2.1
Ω_b	Factor de seguridad para flexión F1
Ω_c	Factor de seguridad para compresión E1
Ω_c	Factor de seguridad para columnas compuestas cargadas axialmente I2.1b
Ω_{sf}	Factor de seguridad para falla en bloque de corte D5.1
Ω_t	Factor de seguridad para torsión H3.1
Ω_t	Factor de seguridad para tracción D2
Ω_v	Factor de seguridad para corte G1
ρ_{sr}	Cuantía mínima de refuerzo longitudinal I2.1
θ	Angulo de carga medido desde el eje longitudinal de soldadura, grados J2.4
θ	Angulo agudo entre rama y cordón, grados K2.1
ϵ_{cu}	Deformación unitaria correspondiente a la resistencia de compresión f'_c Anexo 4.2
τ_b	Parámetro para la rigidez a flexión reducida cuando se usa el método de análisis directo Anexo 7.3

GLOSARIO

En este Glosario las palabras en *italica o cursiva* señalan términos aquí definidos. Los caracteres alfanuméricos que siguen a la definición ubican dónde aparece el término por primera vez. Cuando es pertinente, se entregan las diversas maneras como se designa en español el término en inglés.

Los caracteres especiales utilizados en el término en inglés, tienen validez en la traducción española, y tienen el siguiente significado:

- (1) Los términos identificados con † son términos comunes debidamente acordados entre AISI-AISC.
- (2) Los términos identificados con * califican la *solicitación*, por ejemplo: *resistencia nominal* a la tracción, *resistencia disponible* a la compresión, *resistencia de diseño* a flexión.
- (3) Los términos identificados con ** califican el elemento o componente de la sección transversal, por ejemplo: *pandeo local* del alma, *flexión local* del ala.

Acción de campo de tracción. En un panel de viga armada, el comportamiento bajo fuerzas cortantes en el cual se desarrollan tensiones de tracción diagonal en el alma y fuerzas de compresión en los *rigidizadores transversales*, de una manera análoga a lo que sucede en una celosía del tipo Pratt. G.1. *Tension field action.*

Acción inelástica. Deformación permanente en el material y que, por lo tanto, no desaparece cuando cesa la causa que lo ha producido. Commentary B4. *Inelastic action.*

Acero estructural. Piezas, elementos, miembros y otros componentes de acero definidos en la Sección 2.1 del AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges. A1. Structural steel.*

Acero resistente a la corrosión atmosférica. Un tipo de acero estructural de alta resistencia y baja aleación que puede ser expuesto al medio ambiente normal (no marino) sin ningún tipo de pintura protectora. J3.5. *Weathering steel.*

Agarre, longitud de apriete. Espesor del material a través del cual pasa el perno. J3. *Grip (of bolt).*

Altura total del sofito o de la lámina corrugada. Altura de un *sofito metálico* medida internamente por debajo del punto más bajo hasta el punto más alto en el tope. I.3.2.c. *Nominal rib height.*

Análisis de primer orden. Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan sobre la estructura indeformada; los *efectos de segundo orden* son despreciables. C2. *First-order analysis.*

Análisis de segundo orden. Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan considerando la estructura deformada; a menos que sea especificado de otra manera, los efectos de segundo orden incluyen los efectos P- δ y P- Δ . C2. *Second-order analysis*.

Análisis elástico. Análisis estructural basado en la hipótesis de que la estructura regresa a su geometría inicial cuando se retira la carga. B3.1. *Elastic analysis*.

Análisis estructural. Determinación de las *solicitaciones* en los miembros y *conexiones* utilizando los principios de la mecánica estructural. B1. *Structural analysis* †.

análisis inelástico. Análisis estructural que toma en cuenta el comportamiento inelástico del material, incluye el *análisis plástico*. B3.1. *inelastic analysis*.

Análisis plástico. Análisis estructural suponiendo un comportamiento rígido-plástico, es decir, que el equilibrio se satisface en toda la estructura y la cedencia no es excedida en ninguna parte de la misma. B3.1. *Plastic analysis*.

Análisis plástico de primer orden. Análisis estructural basado en la hipótesis de comportamiento rígido – plástico, es decir, que se satisface el equilibrio de la estructura, las tensiones están por debajo de la tensión de cedencia y las condiciones de equilibrio se formulan en la estructura no deformada. Commentary App. 1.5. *First-order plastic analysis*.

Análisis racional de ingeniería, análisis de ingeniería. Análisis basado en la teoría apropiada para la situación, con datos experimentales relevantes si están disponibles, y el criterio del ingeniero. Appendix 5. *Rational engineering analysis* †.

Anchura efectiva. La anchura reducida de una plancha o losa suponiendo una distribución uniforme de tensiones que produce la misma respuesta que la sección real sometida a un estado complejo de tensiones. E7.2. *Effective width*.

Anchura plana. Anchura nominal de un perfil rectangular HSS menos dos veces el radio externo de la esquina. En desconocimiento del radio de la esquina, la anchura plana puede ser tomada como la anchura total de la sección menos tres veces el espesor de la sección. B4. *Flat width*.

Anchura promedio del nervio. La anchura promedio del nervio en una *lámina corrugada de acero* (sofite metálico). I3.2d(3). *Average rib width*.

Aplastamiento. En una conexión empernada, el estado límite de las fuerzas cortantes transmitidas por el perno a los elementos de conexión. D5.1. *Bearing*.

Aplastamiento (cedencia local por compresión). Estado límite de cedencia local por compresión debido a la acción de aplastamiento de un miembro contra otro miembro o superficie. *Bearing (local compressive yielding)*.

Aplastamiento del concreto. Estado límite de falla por compresión en el concreto cuando este alcanza la deformación de agotamiento. I3.2d. *Concrete crushing*.

Aplastamiento local del alma. Estado límite de falla local del plano del alma en la inmediata vecindad de una carga concentrada o reacción. K.1.6. *Local crippling***.

Área neta. Área total reducida para tomar en cuenta el material retirado. B3.13b. *Net area.*

Área neta efectiva. Área neta modificada para tomar en cuenta el efecto del corte diferido. D2. *Effective net area.*

Arriostamiento lateral. *Arriostamiento diagonal, muros estructurales* o miembros equivalentes que proporcionan estabilidad lateral en el plano. G2.2. *Lateral bracing.*

Arriostamiento diagonal, contaventeo diagonal, riostra diagonal. Miembros estructurales inclinados que en los pórticos arriostrados resisten primordialmente carga axial. Appendix 6.1. *Diagonal bracing.*

Arriostamiento nodal. Arriostamiento que previene el movimiento lateral o el torcimiento independientemente de otros arriostamientos en los puntos de arriostamiento adyacentes. Appendix 6.1. *Nodal brace.*

Arriostamiento relativo. Arriostamiento que controla el movimiento relativo entre dos puntos de arriostamiento adyacentes en la longitud de la viga o *columna* o referente al desplazamiento relativo de dos entrepisos en un pórtico (*ver arriostamiento nodal*). Appendix 6.1. *Relative brace.*

Arriostamiento torsional. Arriostamiento que resiste el torcimiento de una *viga o columna*. Appendix 6. *Torsional bracing.*

Articulación o rótula plástica. Zona de cedencia que se forma en un miembro estructural cuando se alcanza el *momento plástico*. Se supone que el miembro rota como si estuviera articulado, excepto que tal rotación está restringida por el *momento plástico*. Appendix 1. *Plastic hinge.*

Aseguramiento de la calidad. Sistema de actividades y controles implementado en el taller y en la obra por el propietario o su representante para propiciar en él mismo y las autoridades responsables de las edificaciones la confianza de que se han implementado y se cumple con los requisitos de calidad. M. *Quality assurance.*

Autoridad competente, autoridad cuya jurisdicción corresponda. Autoridad competente que según la leyes tenga atribuciones y jurisdicción sobre el control del cumplimiento de Leyes, Normas, Códigos, Reglamentos, Ordenanzas, Especificaciones y otros documentos legales pertinentes a la construcción de obras civiles. A1. *Authority having jurisdiction (AHJ).*

Balancín. Soporte con superficie curvada en el cual el miembro que se apoya puede balancearse para adecuarse a las dilataciones térmicas. J7.(b). *Expansion rocker.*

Biela, barra de ojo. Un tipo particular de miembro traccionado conectado con pasador. El miembro será de espesor uniforme con extremos o cabezas forjadas o cortadas térmicamente con una anchura mayor que la del cuerpo. Las bielas se dimensionarán de tal manera que la resistencia del cuerpo y las cabezas extremas sean aproximadamente las mismas. D6. *Eyebar.*

Borde o pie del filete. Punto de unión de la cara del filete de soldadura y el metal base. Punto tangente del filete de una sección laminada. J2. *Toe of fillet.*

Capacidad de rotación. Es el incremento de rotación angular que un perfil dado es capaz de resistir ante una carga excesiva. La capacidad de rotación se define como la relación entre la rotación inelástica alcanzada y la rotación idealizada correspondiente a la primera cedencia. B4. *Rotation capacity.*

Cara de la rama. La pared del *miembro tubular HSS de una rama* o miembro ramal. K2.3d. *Branch face.*

Carga. Fuerza u otra acción que resulta del peso de los materiales de construcción de la edificación, el peso y la actividad de sus ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales y climáticos, movimientos diferenciales, o restricciones a los cambios dimensionales. B2. *load* †.

Carga cíclica. Carga externa aplicada repetidamente y que puede solicitar en fatiga a la estructura. Commentary D2. *Cyclic load.*

Carga crítica. Carga a la cual un miembro perfectamente recto puede adoptar una de las dos posiciones de equilibrio, según lo determine un análisis teórico de estabilidad. En miembros en compresión (columna) puede permanecer recta o adoptar una posición flectada. En el caso de miembros en flexión (viga), puede flectar y torcerse fuera de su plano o permanecer flexionada en su plano. Commentary App. 7.3. *Critical load.*

Carga de aplastamiento. Área de la columna multiplicada por la tensión cedente. Commentary App. 1.5.1. *Squash load.*

Carga de punzonado. Componente de la fuerza en un *miembro de rama* perpendicular al cordón. K2(a). *Punching load.*

Carga de servicio. Carga con la cual se evalúa el *estado límite de servicio*. L. *Service load* †.

Carga desigualmente distribuida. En una conexión tubular HSS, condición en la cual la carga no está distribuida a través de la sección transversal de los elementos conectados de manera que puede ser rápidamente determinada. K1.3.3b. *Uneven load distribution.*

Carga lateral. Carga actuando en dirección lateral, tal como los efectos producidos por el viento o el sismo. B1. *Lateral load.*

Carga mayorada, solicitud mayorada. Producto del *factor de mayoración de cargas* por la *carga nominal*. B. *Factored load* †.

Carga nominal. Magnitud de carga especificada en el *código aplicable de edificaciones*. B2. *nominal load* †.

Carga permanente. Carga de aplicación prolongada en la cual las variaciones en el tiempo son raras o de pequeña magnitud. Todas las otras cargas son cargas variables. Appendix 2; Commentary L2. *Permanent load* †.

Carga variable. Carga con variación sustancial en el tiempo. Commentary B2. *Carga* no clasificada como *carga permanente*. Appendix 2. *Variable load* †.

Cargas ficticias, cargas nocionales. Carga virtual aplicada en un análisis estructural para tomar en cuenta los efectos desestabilizadores que de otra manera no están incluidos en las disposiciones de diseño. Appendix 7.2. *Notional load.*

Cargas verticales, cargas gravitacionales o gravitatorias. Carga, tal como la producida por las cargas permanentes y variables, actuando hacia abajo. C1.3. *Gravity load.*

Cartela de concreto. Sección sólida de concreto que resulta por la interrupción del *sofito metálico* a cada lado de la viga de un sistema de piso mixto. I.3.2.2c(3). *Concrete haunch.*

Cartela, plancha o chapa de nodo, plancha o chapa gusset. Plancha que se coloca en las conexiones de las celosías para unir sus miembros o miembro en compresión (puntal) o arriostamiento a una viga o *columna*. B3.13.b. *Gusset plate.*

Cedencia. Estado límite de deformación inelástica que ocurre después que se ha alcanzado la *tensión cedente*. D5.1. *Yielding.*

Cedencia (momento cedente). Momento de flexión para el cual la fibra extrema de la sección alcanza la cedencia. F10.1. *Yielding (yield moment).*

Cedencia (momento plástico). Cedencia a través de la sección transversal de un miembro como el momento flector alcanza el *momento plástico*. F2. *Yielding (plastic moment).*

Cedencia local. Cedencia que ocurre en un área local de un elemento. K1.6. *Local yielding**.*

Cedencia por corte. Cedencia que ocurre debido al corte. G2.1. *Shear yielding.*

Cedencia por corte (punzonado). En una conexión tubular HSS, el estado límite basado en la resistencia al corte fuera del plano de la pared del cordón o cordón a la cual se conectan. K1.3.3b. *Shear yielding (punching).*

Cedencia por torsión. Cedencia que ocurre debido a la *torsión*. Appendix 6.3. *Torsional yielding.*

Cedencia por tracción. Cedencia que ocurre debido a la *tracción*. D2. *Tensile yielding.*

Cerramientos. Cerramientos exteriores de una estructura. L7. *Cladding.*

Claro en la conexión. Conexión en celosías con tubulares HSS con un claro o separación en la cara del *cordón* entre los *miembros de una rama* intersectante. K2.2a. *Gap connection.*

Código aplicable de edificaciones. Código de edificaciones bajo el cual se analiza y diseña (proyecta) la estructura. A1.1. *Applicable building code (ABC) †.*

Coefficiente de modificación de la respuesta sísmica. Factor de modificación de la respuesta sísmica. Factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas para obtener las fuerzas sísmicas de diseño para un sistema estructural. A1.1. *Seismic response modification coefficient.*

Colapso general. Estado límite de *plastificación del cordón* en los lados opuestos del miembro

tubular redondo HSS que hace de cordón en la conexión en cruz. K. *General collapse*.

Columna. Miembro estructural cuya principal función es resistir carga axial de compresión. C1.3b. *Column*.

Columna dependiente. *Columna* que sólo resiste *cargas gravitacionales*, y cuyas *conexiones* no suministran resistencia a las cargas laterales. Commentary C2. *Leaning column*.

Columna mixta embebida o embonada. *Columna mixta* acero-concreto consistente en uno o mas perfiles de acero embebidos en el concreto de la columna. I2.1. *Encased composite column*.

Columna tubular rellena de concreto. *Columna mixta* constituida por un perfil tubular HSS o *tubería relleno de concreto estructural*. La pared del tubo actúa como concha. I2.2. *Filled composite column*.

Combinación de cargas de servicio. Combinación de carga para evaluar el estado limite de servicio. L. *Service load combination*.

Combinación de solicitaciones ASD, combinación de cargas ASD. Combinación de solicitaciones establecidas en el *código de construcción aplicable* para el Método de las Tensiones Admisibles. B3.4. *ASD load combination* †.

Combinaciones de cargas LFRD, hipótesis de solicitaciones LFRD. Combinaciones de las solicitaciones previstas en el *código aplicable de edificaciones* para el diseño según el *método de los factores de carga y resistencia*. B3.3. *LFRD load combination* †.

Componente estructural. Miembro, conector, elementos de conexión o ensamblaje. B3.3. *Structural component* †.

Concentración de tensiones. Tensiones localizadas cuya intensidad es mucho mayor que el promedio (aún en secciones de espesor constante cargadas uniformemente) debido a cambios abruptos en la geometría o cargas localizadas. J10. *Stress concentration*.

Conectores de corte, espárragos, espigos. Pernos con cabeza, perfiles canal, planchas u otros perfiles soldados a miembros de acero y embebidos en concreto, que transmiten las fuerzas de corte en el interfaz entre los dos materiales del *miembro mixto*. A3.6. *Shear connector*.

Conexión. Combinación de elementos estructurales y *juntas* para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. A3.1c. *Connection* †.

Conexión de deslizamiento crítico. Conexión *empernada* en la cual las fuerzas cortantes se transmiten exclusivamente por la fuerza de fricción desarrollada entre las planchas debido al apriete de los pernos. J1.8. *Slip-critical connection*.

Conexión de momento parcialmente restringida. Conexión capaz de transferir momento con una rotación no despreciable entre los miembros conectados. B3.6b. *Partially restrained moment connection*.

Conexión de momento totalmente restringida. Conexión capaz de transferir momento sin rotación apreciable entre los miembros conectados. B3.6b. *Fully restrained moment connection.*

Conexión de momento. Conexión que transmite momentos flectores entre los miembros conectados. B3.6b. *Moment connection.*

Conexión en cruz. Conexión de tubulares HSS en la cual las fuerzas en los *miembros de rama* o elementos de conexión transversales al *miembro principal* están en equilibrio de fuerzas con los otros miembros de la rama o elementos de conexión del lado opuesto del miembro principal. K1.3.3a. *Cross-connection.*

Conexión en K. Conexión tubular HSS en la cual las fuerzas en los *miembros de rama* o elementos conectados transversalmente al *miembro principal* están equilibradas principalmente por las fuerzas en los otros miembros de la rama o elementos conectados del mismo lado del miembro principal. K2. *K-connection.*

Conexión en T. Conexión tubular HSS en la cual los *miembros de rama* o elementos conectantes están perpendiculares al *miembro principal* y en la cual las fuerzas transversales al miembro principal están equilibradas por corte en el miembro principal. K1.3.3.a. *T-connection.*

Conexión en Y. Conexión tubular HSS en la cual el *miembro de rama* o los elementos de conexión no son perpendiculares al *miembro principal* y en la cual las fuerzas transversales al miembro principal están equilibradas por corte en el miembro principal. K3.2a. *Y-connection.*

Conexión flexible. Conexión que permite una parte, pero no toda, de la rotación que ocurriría en el extremo de una viga si estuviese simplemente apoyada. Commentary App.7.1. *Flexible connection.*

Conexión simple, conexión de corte. Conexión que transmite momentos flectores despreciables entre los miembros conectados. B3.6a. *Simple connection.*

Conexión solapada, conexión traslapada. Conexión tubular HSS en la cual se solapan los miembros de ramas que se intersectan. K2.3a(9). Hace falta figura. *Overlap connection.*

Conexión tipo aplastamiento. Conexión empernada en la cual las fuerzas cortantes se transmiten por el aplastamiento de los pernos contra los elementos de conexión. J3.1. *Bearing-type connection.*

Contraflecha. Curvatura introducida en una viga o viga de celosía en sentido contrario a la flecha producida por las cargas. L2. *Camber.*

Control de la calidad. Sistema de control implementado en el taller y en la obra por el fabricante y el montador para asegurar que los requisitos contractuales y de las empresas de fabricación y de montaje se han satisfecho. B5. *Quality control.*

Correa, costanera, larguero. Miembro estructural horizontal que soporta la cubierta de techo y principalmente está solicitado a flexión por cargas verticales, tales como la nieve, el viento o las cargas permanentes. *Purlin* †.

Corte horizontal. En una *viga mixta*, fuerza en el interfaz de las superficies de acero y concreto. F13.3. *Horizontal shear.*

Corte térmico. Corte con gas, plasma o láser. J1.6. *Thermally cut.*

Corte, destaje, rebaje, despatinar, destijere. Corte hecho en el ala de un miembro estructural para ajustarlo a la forma del miembro que intersecta. J1.6. *Cope.*

Curva de resistencia de columna. Una curva que expresa la relación entre la resistencia a carga axial de la columna en función de su relación de esbeltez. Commentary C-E1. *Column curve.*

Curvatura reversa. Ver doble *curvatura*. C2.1b. *Reverse curvature.*

Curvatura simple. Deformada sin puntos de inflexión dentro del tramo de una viga. C2.1b. *Single curvature.*

Deriva, deflexión o distorsión lateral. Desplazamiento lateral de una estructura. C1.3. *Drift.*

Deriva de entrepisos. Desplazamiento horizontal relativo de entrepisos, calculado como la diferencia de desplazamientos horizontales de dos niveles consecutivos de una edificación ($\delta_n - \delta_{n-1}$), dividido por la distancia de los entrepisos, h , es decir $(\delta_n - \delta_{n-1})/h$. Commentary L4. *Interstory drift.*

Deriva total de la edificación. Desplazamiento lateral de un pórtico en el tope del piso más ocupado dividido por la altura de edificio en ese nivel, Δ/h . Comentario L4. *Total building drift.*

Deslizamiento. En una conexión emperrada, el *estado límite* referente al movimiento relativo de las partes conectadas previo a que se alcance la resistencia disponible de la conexión. M2.6. *Slip.*

Desplazamiento lateral. El movimiento lateral de una estructura bajo la acción de las cargas laterales, las cargas verticales asimétricas o por las propiedades asimétricas de la estructura. Commentary App.7. *Sidesway.*

Desplazamiento lateral del alma por pandeo. Estado límite de pandeo lateral del ala en tracción opuesta a la localización de la fuerza concentrada de compresión. J10.4. *Web sidesway buckling.*

Desplazamiento lateral por aplastamiento del alma. Estado límite de pandeo inelástico del alma de las caras laterales de un *miembro cordón o cordón* en una conexión de celosía tubular HSS. K. *Sidewall crippling.*

Desplazamiento lateral por pandeo. Estado límite de pandeo lateral del ala en tracción opuesta a la localización de una carga concentrada de compresión. J10.4. El modo de pandeo de un pórtico de múltiples entrepisos precipitado por el desplazamiento relativo de los nodos que conducen a la falla por desplazamiento lateral del pórtico. Commentary J10. *sidesway buckling.*

desplazamiento por aplastamiento. Estado límite basado en la resistencia al aplastamiento de las caras laterales de un *miembro cordón o cordón* en una conexión de celosía tubular HSS. K. *Sidewall crushing.*

Diafragma. Techo, piso u otra membrana o sistema de arriostramiento con suficiente rigidez en su plano, diseñado para transmitir las fuerzas horizontales al sistema de resistencia de fuerzas laterales. F13.4. *Diaphragm* †.

Dimensiones nominales. Designación o dimensiones teóricas, como las que se suministran en las tablas de propiedades de las secciones. B3.13b. *Nominal dimension.*

Distorsión de la rigidez. Rigidez flexional fuera del plano del alma. K. *Distortional stiffness.*

Doble curvatura. Una condición de flexión en la cual los momentos en los extremos del miembro provocan que la deformada tenga uno o más puntos de inflexión. J10. *Double curvature.*

Efecto de apalancamiento o efecto de palanca. Amplificación de las fuerzas de tracción en un perno causado por el efecto de apalancamiento entre el punto de aplicación de la carga, el perno y la reacción de los elementos conectados. Appendix 3.2. *Prying action.*

Efecto de longitud. Consideración de la reducción en resistencia de un miembro basada en su longitud no arriostrada. I2.1.1e. *Length effects.*

Efecto $P-\delta$. Efecto de segundo orden de las cargas que actúan en la deformada de un miembro entre juntas o nodos. C1.1. *$P-\delta$ effect.*

Efecto $P-\Delta$. Efecto de segundo orden de las cargas que actúan en la juntas o nodos desplazados de una estructura. En las estructuras de edificaciones de múltiples pisos, este efecto de las cargas actúa sobre la posición desplazada lateral de los pisos y techos. C1.1. *$P-\Delta$ effect.*

Efectos de segundo orden. Efecto de las cargas actuando en la configuración deformada de una estructura, incluye los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$. C1.1. *Second-order effect.*

Eje de gravedad, eje baricéntrico. Eje longitudinal a través del centro de gravedad de un miembro. C. *Gravity axis.*

Eje débil. El eje menor principal de una sección transversal. G7. *Weak axis.*

Eje fuerte. El eje principal mayor de una sección transversal. H1.1. *Strong axis.*

Eje geométrico. Eje paralelo al alma, ala o lado de un angular. F10. *Geometric axis.*

Ejes principales. Son aquellos ejes perpendiculares que pasan por el centro de gravedad de una sección y respecto a los cuales sus momentos de inercia máximos y mínimos, siendo el producto de inercia para estos cero. F10. *Principal axis.*

Elemento no rigidizado o atiesado. Elemento plano comprimido adyacente con elementos fuera del plano a lo largo de un borde paralelo en la dirección de la carga. B4.1. *Unstiffened element.*

Elemento rigidizado o elemento atiesado. Elemento plano en compresión en cuyos extremos y fuera del plano se encuentran elementos paralelos a la dirección de carga. B4.1. *Stiffened element.*

Empalme. La conexión entre dos miembros o elementos estructurales unidos en sus extremos para formar un solo miembro o elemento más largo. A31c. *Splice*.

Empozamiento, encharcamiento, aguas estancadas. Retención de agua debido solamente a la deformación por flexión (flecha) de un techo relativamente plano. B3.8. *Ponding*.

Endurecimiento por deformación. Fenómeno que exhiben los aceros dúctiles, y que consiste en que después de alcanzar una gran deformación, justo después del punto cedente, exhiben la capacidad de resistir cargas sustancialmente mayores que aquella que produjo la cedencia inicial. Commentary D2. *Strain hardening*.

Ensayo Charpy de impacto en probeta con entalla en V. Ensayo dinámico estándar para medir la tenacidad en la entalladura de una probeta. A3.1c. *Charpy V-notch impact test*.

Ensayos no destructivos. Procedimiento de inspección sin destrucción ni afectación de la integridad del material. Appendix 5. *Nondestructive testing*.

Escama o cascarilla de laminación. Óxido superficial que cubre al acero obtenido en un proceso de laminación en caliente. J3.1. *Mill scale*.

Espesor de pared para diseño. En los tubulares HSS, es el espesor de pared supuesto en la determinación de las propiedades de la sección. B3.12. *Design wall thickness*.

Estabilidad. Condición que se alcanza al cargar un componente estructural, pórtico o estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría no produce grandes desplazamientos. B3.5. *Stability*.

Estado límite. La situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto (*estado límite de servicio*) o de alcanzar el agotamiento de su capacidad resistente (*estado límite de agotamiento resistente*). B3.2. *Limit state*.

Estado límite de resistencia. La condición límite que afecta la seguridad de la estructura, y en la cual se alcanza la capacidad de agotamiento resistente. B3.2. *Strength limit state*.

Estado límite de servicio. Condición límite que afecta la capacidad de la estructura de preservar su apariencia, mantenimiento, durabilidad, confort de sus ocupantes o funcionamiento de maquinarias bajo condiciones normales de ocupación y uso. B3.7. *Serviceability limit state*.

Excentricidad en la unión. Para conexiones en celosías tubulares HSS, la distancia perpendicular entre el centro de gravedad del miembro que hace de cordón y la intersección con los puntos de trabajo de los miembros de la rama. K2.2a. *Joint eccentricity*.

Extremo libre de rotar. El extremo de un miembro que no es restringido contra la rotación por rigidizadores o elementos de conexión. J10. *Unframed end*.

Factor de amplificación. Factor que multiplica los resultados de un análisis de primer orden para emular las sollicitaciones de segundo orden. C2.1b. *Amplification factor*.

Factor de carga, factor de mayoración de las solicitaciones. Factor que considera las desviaciones de la carga real respecto a la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforma las acciones en solicitaciones, y la probabilidad de que más de una carga extrema ocurra simultáneamente. B2. *Load factor* †.

Factor de longitud efectiva, K. La relación entre la *longitud efectiva* y la longitud no arriostrada de un miembro. C1.3a. *Effective length factor*.

Factor de minoración de la resistencia, factor de resistencia. Factor que toma en cuenta las inevitables desviaciones de la resistencia real respecto a la resistencia teórica y del modo de falla y sus consecuencias, B3.3. *Resistance factor; ϕ* †.

Factor de seguridad. Factor que toma en cuenta las desviaciones entre la resistencia real y la resistencia teórica, las desviaciones entre la carga real y la carga nominal, y las incertidumbres del análisis en la transformación de las cargas en solicitaciones, y del modo de falla y sus consecuencias. B3.4. *Safety factor; Ω* †.

Falla por distorsión. Estado límite en las conexiones de celosías tubulares HSS que consiste en la distorsión de la sección transversal rectangular a sección romboidal del miembro que hace de cordón. K3.3c. *Distorsion failure*.

Fatiga. Estado límite de inicio y crecimiento de fisuras y grietas resultantes de la aplicación repetida de cargas variables. B3.9. *Fatigue*.

Flexión desviada. Flexión simultánea en un miembro alrededor de dos ejes perpendiculares. Commentary F10.2. *Biaxial bending*.

Flexión local. Estado límite para grandes deformaciones de un ala solicitada por una carga concentrada de tracción. J10.1. *Local bending* **.

Fractura frágil. Clivaje abrupto con pequeña o ninguna deformación dúctil previa. Commentary J1.5. *Brittle fracture*.

Fuerza. Resultante de la distribución de tensiones sobre un área predeterminada. A.3.1c. *Force*.

Fuerza simplemente concentrada. Fuerza de tracción o de compresión aplicada normalmente al ala de un miembro. J10. *Single-concentrated force*.

Gramil. Espaciamiento transversal medido centro a centro de conectores. B3.13b. *Gage*.

Índice de daño por deriva. Parámetro usado para medir el potencial de daño causado por la deriva de entrepisos. Commentary L4. *Drift damage index*.

Inestabilidad. Estado límite que se alcanza al cargar un componente estructural, un pórtico o una estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría produce grandes desplazamientos. C. *Instability*.

Inestabilidad en el plano. Estado límite de una viga-columna que flexa alrededor de su eje mayor independientemente que los arriostramientos laterales prevengan el pandeo lateral o el pandeo lateral torsional. H1.3. *In-plane instability.*

Ingeniero residente. Profesional debidamente autorizado para tomar decisiones en la obra. B3.10. *Engineering of record.*

Interacción directa de adherencia. Mecanismo de transferencia de fuerzas entre el acero y el concreto en secciones mixtas por la acción de las tensiones de adherencia del acero. I2.2.e. *Direct bond interaction.*

Junta con ajuste sin juego, junta con apriete ajustado, junta en condición de apriete al llegar. Junta cuyas partes están asentadas y en firme contacto, tal como se especifica en el Capítulo J. J1.10. *Snug-tightened joint.*

Junta con pernos pretensionados. Junta con pernos de alta resistencia apretados a la mínima carga de pretensión especificada. J.1.10. *Prestensioned joint.*

Junta con soldadura de ranura de penetración parcial. Soldadura de ranura en la cual la penetración es intencionalmente menor que el espesor completo del elemento conectado. J1.6. *Partial-joint-penetration groove weld (PJP).*

Junta o unión de solape, o de traslape. Junta mediante la superposición en planos paralelos de dos elementos de conexión J.2.2b. *Lap joint.*

Lámina de acero. En un sistema de piso mixto, el acero utilizado para cerrar la miscelánea en un sofito metálico, tal como la cenefa del techo. I3.2. *Sheet steel.*

Larguero, ¿costanera de pared?. Miembro estructural horizontal que soporta los paneles de las paredes y está solicitado principalmente por flexión bajo cargas horizontales, tales como las debidas al viento. C. *Girt* †.

Longitud de transferencia adecuada, longitud de desarrollo adecuada. Las barras de acero de refuerzo se detallarán para ceder de una manera dúctil antes de que ocurra el aplastamiento del concreto. A fin de no mermar su adecuado desarrollo, las barras de refuerzo cumplirán con los requisitos del ACI 318 en lo referente a longitud de transferencia, espaciamiento y recubrimiento. I3.2b. *Properly developed.*

Longitud efectiva. La longitud equivalente de una columna con la misma resistencia cuando se analiza con sus apoyos extremos articulados. J2.2.a. *Effective length.*

Longitud no arriostrada. Distancia entre puntos arriostrados de un miembro, medida entre los centros de gravedad de los miembros de arriostramiento. F9.2. *Unbraced length.*

Mecanismo. Un sistema articulado capaz de deformarse sin un incremento finito de la carga. Se usa en el sentido particular de que la vinculación puede incluir articulaciones reales y/o plásticas. I2.2e. *Mechanics.*

Mediacaña. Ranura o cavidad con superficie relativamente lisa resultante de una deformación

plástica o de la remoción de material. M2.2. *Gouge*.

Medio de unión. Término genérico para pernos, remaches u otros dispositivos de unión. B3.13. B. *fastener*.

Meseta de cedencia. La porción de la curva tensión-deformación en un miembro uniaxialmente comprimido o traccionado en el cual las tensiones permanecen esencialmente constantes mientras las deformaciones se incrementan sustancialmente. Commentary A3.1a. *Yield plateau*.

Metal de aporte. Metal o aleación que pasa del electrodo al metal base durante el proceso de fusión al efectuar una junta soldada. A3.5. *Filler metal*.

Metal soldado. Aquella parte del metal que se ha fundido durante el proceso de soldadura. El metal base está constituido por el metal base y el de aporte fundidos en el ciclo térmico de la soldadura. B3.13b. *Weld metal*.

Método de análisis directo. Método de diseño por estabilidad que considera los efectos de las tensiones residuales y el desplome inicial de un pórtico para reducir la rigidez y aplicar *cargas ficticias o nocionales en un análisis de segundo orden*. C2.2. *Direct analysis method*.

Método de las tensiones compatibles, método de la compatibilidad de las deformaciones. Método para determinar las tensiones en un miembro mixto considerando la relación tensión-deformación de cada material y su localización con respecto al eje neutro de la sección transversal. I4. *Strain compatibility method*.

Método de distribución de las tensiones plásticas. Método para la determinación de las tensiones en un miembro mixto suponiendo que en la sección transversal han cedido completamente la sección de acero y el concreto. I1.1. *Plastic stress distribution method*.

Método de las tensiones admisibles, método de los esfuerzos admisibles (ASD), método de las tensiones compatibles, método de la compatibilidad de deformaciones. Método para dimensionar *componentes estructurales* tal que las *tensiones calculadas* con las *combinaciones de cargas*. ASD no excedan las *tensiones admisibles*. B3. *ASD. Allowable strength design* †.

Método del giro de la tuerca. Procedimiento mediante el cual la pretracción especificada para los pernos de alta resistencia se controla mediante la rotación de la llave una determinada cantidad después que las tuercas se han llevado a la condición de apriete ajustado. J3. *Turn-of-nut method*.

Método LRFD, método de diseño por factores de carga y resistencia, método de diseño por cargas y resistencias mayoradas. Método de dimensionamiento de *componentes estructurales* tal que la *resistencia de diseño* iguale o exceda las *solicitaciones de diseño* provenientes de las *combinaciones LRFD para cargas*. B3. *LRFD* (Acrónimo de *Load Resistance Factor Design*) †.

Miembro dispuesto como cordón o miembro principal. Para tubulares HSS, el miembro principal que se extiende a través de la conexión de una celosía. K1.3.3b. *Chord member*.

Miembro primario. En el análisis de estancamiento de agua, la viga que soporta las reacciones concentradas de los miembros secundarios que se conectan en ella. Commentary Appen. 2. *Primary member*.

Miembro principal. En conexiones tubulares HSS, el miembro que hace de cordón o cordón, columna u otro miembro HSS al cual se fijan los miembros de una rama u otros elementos de conexión. K. *Main member.*

Miembro secundario. En el análisis de estancamiento de agua, la viga o vigueta que directamente soporta las cargas distribuidas de agua estancada en el techo de la estructura. Commentary App.2. *Secondary member.*

Miembros de rama. En conexiones tubulares HSS, miembro que termina en el miembro dispuesto como cordón o miembro principal. K1.3.3.b. *Branch member.*

Miembros estructurales formados o conformados en frío. Perfil fabricado a temperatura ambiente por plegadoras o dobladoras de láminas cortadas de bobinas o planchas (laminadas en caliente o en frío), o por el paso de bobinas o de láminas cortadas a través de perfiladoras o rodillos conformadores. A1. *Cold-formed steel structural member* †.

Miembros, sección transversal, sección, perfil compuesto, perfil armado, perfil ensamblado. Miembro, sección transversal, sección o perfil fabricado que resulta de la unión soldada o empernada de elementos estructurales, de manera que trabajen en conjunto. D4. *Built-up member; cross-section, section, shape.*

Mixto. Condición en la cual los miembros constituidos por perfiles de acero y concreto reforzado unidos estructuralmente de manera que trabajen en conjunto. G8. *Composite.*

Módulo efectivo de sección. Módulo de sección modificado para tomar en cuenta el pandeo de los elementos esbeltos en compresión. F7.2. *Effective section modulus.*

Módulo tangente. Para cualquier nivel de tensiones, la pendiente de la curva tensión-deformación de un material en el rango inelástico, tal como se determina en el ensayo a compresión de pequeños especímenes bajo condiciones controladas. *Tangent modulus.*

Momento cedente. En un miembro solicitado a flexión, el momento para el cual la fibra extrema alcanza la tensión cedente. F10.1. *Yield moment.*

Momento de inercia efectiva. El momento de inercia de la sección transversal de un miembro que permanece elástica mientras ocurre su plastificación parcial, usualmente bajo la combinación de tensiones residuales y tensiones aplicadas. Así mismo, el momento de inercia basado en las anchuras efectivas de los elementos que pandean localmente. También, el momento de inercia usado en el diseño de miembros de sección mixta con acción mixta parcial. Commentary I3.1. *Effective moment of inertia.*

momento plástico. Momento resistente teórico de una sección que ha cedido completamente. Appendix 1. *Plastic moment.*

Muro estructural, muro de corte. Muro estructural que en su plano suministra al sistema estructural resistencia a las cargas laterales y estabilidad. C1.3. *Shear wall* †.

Nomograma, gráfico para determinar el factor de longitud efectiva en columnas. Nomograma para la determinación del factor de longitud efectiva K para algunos tipos de columnas. Com-

mentary C2.2.b. *Alignment chart*.

Pandeo. Estado límite de cambio repentino en la geometría de una estructura o de cualquiera de sus componentes en condición de carga crítica. B. *Buckling*.

Pandeo del alma por compresión. Estado límite de pandeo del alma fuera de su plano debido a la compresión de fuerzas concentradas en su plano. J10.5. *Web compression buckling*.

Pandeo del alma. Estado límite de inestabilidad lateral de un alma. J10. *Web buckling*.

Pandeo flexional. Modo de pandeo en el cual un miembro en compresión flexa o pandea lateralmente sin torcerse o girar ni cambiar la forma de su sección transversal. E1. *Flexural buckling*.

Pandeo flexotorsional. Modo de pandeo en el que un miembro comprimido simultáneamente se flexa y tuerce sin cambiar la forma de su sección transversal. E1. Commentary Appendix 7.1 *Flexural-torsional buckling* †.

Pandeo fuera del plano. Estado límite de una viga-columna que flexa alrededor de su eje mayor mientras que el pandeo lateral o *pandeo lateral torsional* no está impedido por ningún arriostamiento lateral. H1.3. *Out-of-plane buckling*.

pandeo lateral torsional. Modo de pandeo de un miembro en flexión, que involucra flecha perpendicular al plano de flexión (flecha lateral) simultáneamente con un torcimiento alrededor del centro de corte de la sección transversal. F1. *Lateral-torsional buckling*.

Pandeo local. Estado límite de pandeo de un elemento en compresión de la sección transversal. F3. *Local buckling***.

Pandeo por corte. Modo de *pandeo* en el cual un elemento tipo placa, como el alma de una viga, se deforma en su plano cuando se aplica un corte puro. G2.1. *Shear buckling*.

Pandeo torsional. Modo de pandeo en el cual un miembro comprimido gira alrededor del eje del centro de corte. E1. *Torsional buckling*.

Panel final o extremo. En las vigas diseñadas con el concepto de campo de tracción, el panel del alma con un solo panel adyacente de un lado. G3.1. *End panel*.

Par de fuerzas concentradas. Dos fuerzas iguales y opuestas que forman un par del mismo lado del miembro cargado. J10. *Double-concentrate forces*.

Paso. Separación longitudinal medida centro a centro entre conectores consecutivos en una misma fila en la dirección de la fuerza que actúa en la conexión. B3.13b. *Pitch*.

Plancha, placa o chapa adosada; plancha, placa o chapa de refuerzo nodal. Plancha adosada y paralela al alma de una viga o columna para incrementar su resistencia a fuerzas concentradas. J10. *Doubler*.

plancha de cubierta, cubreplacas. Plancha que se emperna o suelda al ala de un miembro para incrementar el área de la sección transversal, el módulo de sección o el momento de inercia. D4. *Cover plate*.

plancha, placa o chapa que actúa como diafragma. Plancha dispuesta en el plano de corte para dotarlo de suficiente rigidez y resistencia para poder transferir las fuerzas a los elementos soportantes. B4.2 (c). *Diaphragm plate.*

Plancha, pletina o platina de relleno. Plancha que se usa para armar el espesor de un componente. D6.2. *Filler.*

Planchas o pletinas de ajuste, cuñas de calzar. Delgada capa de material utilizado para rellenar un espacio entre dos superficies de unión o de aplastamiento. M2.5. *Shim.*

Plastificación. En una conexión tubular HSS, el *estado límite basado* en la flexión fuera del plano del mecanismo de las líneas de cedencia por flexión en el *cordón* en la conexión de *miembros de rama*. F4.3. *Plastification.*

Porcentaje de alargamiento. Medida de ductilidad determinada mediante ensayos a tracción, como la razón entre la máxima elongación de la longitud calibrada dividida por la longitud inicialmente calibrada. K. *Percent elongation.*

Pórtico o marco arriostrado, pórtico o marco contraventeado; pórtico reticulado vertical. Esencialmente es un sistema vertical en celosía dispuesto para resistir fuerzas laterales y suministrar estabilidad al *sistema estructural*. C1.3. *Braced frame †.*

Pórtico o marco para cargas verticales. Porción del sistema aporticado no incluido en el *sistema de resistencia a carga lateral*. C. *Gravity frame.*

Pórtico o marco resistente a momento. Sistema aporticado que suministra resistencia a las fuerzas laterales y proporciona estabilidad al *sistema estructural*, principalmente por la resistencia al corte y a la flexión de sus miembros y conexiones. C1.3. *Moment frame †.*

Pórtico o marco rígido. Estructura en que las conexiones mantienen la relación angular entre las vigas y las columna que resisten las cargas. Commentary B1. *Rigid frame.*

Presilla, plancha de enlace. Plancha mediante la cual se unen dos componentes paralelos para formar un *miembro compuesto*, columna, viga o puntal rígidamente conectado a los componentes paralelos y diseñado para transmitir corte entre ellos. D4. *tie plate.*

presillas, placas de refuerzo. Plancha diseñada para transmitir corte entre dos componentes paralelos de una *columna o viga compuesta*, a los cuales se conecta rígidamente. I2.1f. *Batten plate.*

Punto cedente. Primera tensión en un material en el cual ocurre un incremento de las deformaciones sin un incremento en las tensiones como lo define ASTM.B. *Yield point †.*

Raíz de la junta o unión. Porción de una *junta a ser soldada* donde los miembros están muy cercanos de otros. J2. *Root of joint.*

Raíz de la soldadura. Ver *raíz de la junta*. *Weld root.*

recorrido de tensiones, rango de tensiones de diseño. Cambio en la magnitud de las tensiones debido a la repetida carga y descarga de las cargas variables de servicio. En las zonas solicitadas por la reversión de tensiones es la diferencia algebraica de los picos de tensiones. Appendix 3.1. *design stress range**.

Re-entrante. En un corte o agujero de acceso a la soldadura, un corte en el cambio abrupto en la dirección en la cual la superficie expuesta es cóncava. J1.6. *Reentrant*.

Refuerzo transversal, acero de refuerzo transversal. Acero de refuerzo en forma de ligaduras cerradas o alambre electrosoldado que proporciona confinamiento al concreto que rodea al perfil de acero que constituye el núcleo de una columna mixta embonada. I2.1.1a. *Transverse reinforcement*.

Refuerzo de soldadura de filete. Soldadura de filete añadida a la soldadura de ranura. J2.2b. *Fillet weld reinforcement*.

Rejilla. Plancha, ángulo u otro perfil de acero, dispuestos en una configuración triangular que se utiliza para unir y mantener juntos dos perfiles de aceros. D4. *Lacing*.

Relleno en viga. En un sistema de piso *mixto* construido con *sofito metálico*, la pieza estrecha fabricada de una lamina de acero que se usa como relleno entre los bordes del sofito y el ala de una viga. I3.2.2.d. *Girder filler*.

Resistencia a la tracción (del material). Tensión máxima a la tracción que un material es capaz de sostener como lo define ASTM. II.1. *Tensile strength (of material) †*.

Resistencia a la tracción (del miembro). Máxima fuerza de tracción que un miembro es capaz de sostener. J4. *Tensile strength (of member)*.

Resistencia a la tracción mínima especificada. Límite inferior de la resistencia a tracción especificada para un material según lo define la ASTM. D2.I2.1g. *Specified minimum tensile strength*.

Resistencia admisible. En el diseño por el *método de las tensiones admisibles* (ASD), es la *resistencia teórica* dividida por el *factor de seguridad*, R_n/Ω . B3.4. *Allowable strength *†*.

Resistencia al pandeo. Resistencia teórica al *pandeo o estado límite de inestabilidad*. G1. *Buckling strength*.

Resistencia cedente. Tensión para la cual un material exhibe una desviación límite de la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones, como lo define ASTM. B. *Yield strength †*.

Resistencia de diseño, resistencia minorada. Resistencia teórica multiplicada por el correspondiente factor de minoración de la resistencia teórica, ϕR_n . B3.3.E1. *Design strength*.

Resistencia de post-pandeo. La carga o fuerza que puede ser resistida por un elemento, miembro, o pórtico luego que ha pandeado. E7. *Post-buckling strength*.

Resistencia de ruptura. En una conexión, la resistencia limitada por tracción o ruptura por corte. J. *Rupture strength*.

Resistencia del conector de corte. Estado límite de resistencia alcanzado por un *conector de corte*, sea que esté controlado por el aplastamiento del conector contra el concreto en la losa o por la *resistencia a tracción* del conector. I. *Shear connector strength*.

Resistencia disponible. Resistencia de diseño o resistencia admisible, según sea apropiado o pertinente. D6.1. *Available strength* *†.

Resistencia inelástica. Resistencia de una estructura o componente después que en suficientes ubicaciones se ha alcanzado la tensión de cedencia que define el estado límite de resistencia. Commentary Append. 1.1. *Inelastic strength*.

Resistencia nominal, resistencia teórica. Resistencia calculada según las hipótesis y parámetros normativos correspondientes al agotamiento resistente, antes de aplicar ningún factor de reducción de resistencia. B3.3. *Nominal strength** †.

Rigidez efectiva. La rigidez de un miembro calculada con los momentos de inercia efectivos de su sección transversal. Commentary I2.1b. *Effective stiffness*.

Rigidez. La resistencia a la deformación de un miembro o estructura medida como la razón entre la fuerza aplicada (o momento) dividida por el correspondiente desplazamiento (*rotación*). F13.4. *Stiffness*.

Rigidizador, atiesador. Elemento, usualmente una plancha o ángulo, que se fija a un miembro para distribuir cargas, transferir corte o prevenir el pandeo. G2.2. *Stiffener*.

Rigidizador o atiesador de apoyo. *Rigidizador* usado en los apoyos o en cargas concentradas ajustado entre las alas, de uno o ambos lados del alma, de una *viga* de manera que la carga se trasmite por aplastamiento. J7. *Fitted bearing stiffener*.

Rigidizador o atiesador diagonal. *Rigidizador* del alma de una columna en la zona panel o panel nodal, orientado diagonalmente entre las alas, de uno o ambos lados del alma. J10.6 *Diagonal stiffener*.

Rigidizador o atiesador transversal. *Rigidizador* del alma orientada perpendicularmente a las alas y adosado al alma. F13.2. *Transverse stiffener*.

Rodillo de dilatación. Barra redonda de acero o rodillo de acero sobre el cual el miembro además de apoyarse puede rodar para adecuarse a las dilataciones térmicas. J7(b). *Expansion roller*.

Ruptura por bloque de corte, colapso por rasgamiento. En una conexión, *estado límite* de ruptura por tracción en un plano y de cedencia por corte o ruptura por corte en el otro plano. J4.3. *Block shear rupture*.

Ruptura por corte. *Estado límite* de ruptura (*fractura*) debido al corte. D5.1. *Shear rupture*.

Ruptura por corte y tracción. En un perno, el *estado límite* de ruptura (*fractura*) debido a las fuerzas de tracción y corte simultáneamente. J3. *Tension and shear rupture*

Ruptura por tracción. *Estado límite* de ruptura (*fractura*) debido a la tracción. D2. *tensile rupture*.

Sección compacta. Sección transversal capaz de desarrollar totalmente la distribución de las tensiones plásticas y con una *capacidad de rotación* de aproximadamente tres antes de experimentar pandeo local. B4. *Compact section.*

Sección con elementos esbeltos. Sección transversal que posee elementos de placa con suficiente esbeltez como para que ocurra pandeo local en el rango elástico. B.4. *Slender-element section.*

Sección formada. Ver miembro estructural formado en frío. B4.2(a). *Formed section.*

Sección no compacta. Sección que puede desarrollar *tensiones cedentes* en compresión antes de que ocurra el *pandeo local*, pero que no puede desarrollar una *capacidad de rotación de tres*. B4. *Noncompact section.*

Sistema de arriostramiento vertical. Sistema de muros estructurales, pórticos arriostrados o ambos, extendidos en uno o mas pisos de una edificación. C1. *Vertical bracing system.*

Sistema estructural. Un ensamblaje de componentes capaces de resistir cargas unidos cuya unión suministrar interacción o interdependencia. C1. *Structural system.*

Sistema resistente a carga lateral. Sistema estructural diseñado para resistir las cargas laterales y suministrar estabilidad a la estructura como un todo. B3.9. *Lateral load resisting system.*

Sistemas combinados, sistemas duales. Estructura constituida por dos o más sistemas de resistencia lateral de diferente tipo. C1.3. *Combined system.*

Socavación. Una entalladura que resulta de la fusión y retiro del metal base en los bordes de la soldadura. Commentary D3.3. *Undercut.*

Softito metálico. En construcción mixta, lámina de acero estructural acanalada formada en frío, especialmente diseñada para ser usada además de formaleta permanente del concreto, como losa estructural mixta. I3.2c. *Formed steel deck.*

Soldadura de canal. Soldadura efectuada en un agujero alargado fundiendo un elemento en otro B3.13b. *Slot weld.*

Soldadura de filete. Una soldadura de sección transversal aproximadamente triangular que une las superficies de dos elementos que se intersectan. F13.3. *Fillet weld.*

Soldadura de ranura abocinada, soldadura abocardada oacampanada. Soldadura de ranura que une un miembro con superficie curva en contacto con un miembro plano. J2.1a. *Flare bevel groove weld.*

Soldadura de ranura en V. Soldadura en una ranura formada por dos miembros con superficies curvas. J2.1a. *Flare V-groove weld.*

Soldadura de ranura penetración completa. Soldadura de ranura que se extiende en todo el espesor de la unión, excepto como se permite en las *conexiones* tubulares HSS. A3.1c. *Complete-joint-penetration groove weld (CJP).*

Soldadura de ranura. Soldadura efectuada en la ranura entre dos elementos de conexión. J1.6. *Grove weld.*

Soldadura de remate. Longitud de la soldadura de filete que continua en el mismo plano alrededor de una esquina. J2.2b. *End return.*

Soldadura de tapón. Una soldadura circular efectuada a través de un agujero en una pieza a fin de unir por fusión ambos elementos. J2.3a. *Plug weld.*

Solicitud de diseño, carga de diseño, acciones de cálculo. Carga aplicada determinada de acuerdo con las combinaciones LRFD o ASD, la que sea aplicable. C2.2a(3). *Design load* *†.

Solicitaciones (en LRFD, solicitaciones mayoradas), resistencia requerida. Son las fuerzas, tensiones y deformaciones que actúan en el *componente estructural*, determinadas ya sea por un *análisis estructural* para las combinaciones de las solicitaciones previstas (ASD o LRFD) o las estipuladas en esta Especificación. B3.1. *Required strength.*

Solicitaciones, efectos de las cargas. Fuerzas, tensiones y deformaciones producidas en un *componente estructural* por las *cargas* aplicadas. I1. *Load effect* †.

Subensamblaje. Porción truncada de un pórtico estructural. *Subassenblage.*

Superficie de contacto o de unión. Superficie de contacto de los elementos de conexión que transmiten una fuerza cortante. E6.2. *Faying surface.*

Superficie terminadas. Superficie que mecánicamente se ha llevado a la condición de plana y lisa. E6.2. *Milled surfaced.*

Tenacidad al entalle. Energía absorbida medida a una temperatura especificada en el ensayo Charpy de entalladora en V.A31.c. *Notch toughness.*

Tensión, esfuerzo. Fuerza por unidad de área causada por fuerza axial, momento corte o torsión. *tension.* E6.2. *Stress.*

tensión admisible, esfuerzo admisible. La *resistencia admisible* dividida por la propiedad de la sección que corresponda, por ejemplo el módulo de sección o el área de la sección transversal. G1. *Allowable stress.*

Tensión cedente. Término genérico que denota punto cedente o tensión cedente, como sea apropiado para el material. B. *Yield stress* †.

Tensión de cedencia mínima especificada. Límite inferior de las *tensiones de cedencia* especificadas para un material como lo define la ASTM. D2. F2.1. *Specified minimum yield stress* †.

Tensión de diseño, esfuerzo de diseño. Resistencia de diseño dividida por la adecuada propiedad de la sección, tal como el módulo de sección o el área de la sección transversal. H2. *Design stress**.

Tensión o esfuerzo disponible. Tensiones de diseño o tensión admisible, según sea apropiado. H2. *Available stress**

Tensión umbral de fatiga. Recorrido de tensiones para el cual no se inicia el agrietamiento por fatiga, independientemente del número de ciclos de carga. Commentary App.3.1. *Fatigue threshold*.

Tensiones residuales. Son las tensiones remanentes en un miembro descargado después que ha sido producido. (Ejemplo de tales tensiones incluyen, pero no están limitadas a, las inducidas como consecuencia de tratamientos térmicos, mecánicos o combinaciones de estos. Commentary A3.1a. *Residual stress*.

Torsión de alabeo. La porción de la resistencia total a la torsión que es suministrada por la resistencia al alabeo de la sección transversal. E4. *Warping torsion*.

Torsión de Saint Venant. Es la porción de torsión inducida solamente por las tensiones de corte en el miembro. También se le denomina torsión uniforme. Commentary G.4. St. *Venant torsion*.

Tubería. Ver HSS. A3.1. *Tubing*.

Tubo. Ver HSS, A3.1. *Pipe*.

Tubos, tubulares, cañería. Sección cuadrada, rectangular o redonda hueca de acero estructural producida según las especificaciones para tubos o productos de tuberías. B3.12. *HSS*.

Nota para el usuario: Una tubería puede ser diseñada con las mismas disposiciones para secciones tubulares HSS en la medida que cumpla con la Norma ASTM A53 Clase B y los parámetros a ser usados en el diseño sean los apropiados.

Unión, junta. Área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes. Se clasifican por el tipo de *conector* o soldadura utilizada y el método de transferencia de fuerza. J. *Joint* †.

Viga de acero embebida o ahogada en concreto. Una viga de acero totalmente embebida por el concreto vaciado en la losa. I. *Concrete-encased beam*

Viga fabricada o armada. J6. *Plate girder*.

Viga, trabe. Miembro estructural cuya función principal es resistir momentos flectores. F1. *Beam*.

Viga. Ver J1.10. *Girder*.

Viga-columna, trabe-columna. Miembro estructural cuya función principal es resistir tanto fuerza axial como momento flector. C1.3b. *Beam-column*.

Zona del panel, panel nodal. Es la parte del nodo viga-columna constituida por el área rectangular del alma de la columna en su intersección con la viga, circunscrita por las alas de la columna y la viga (o por las planchas de continuidad, cuando existen). La transmisión de momento es a través del corte en la zona del panel. J10.6. *Panel zone*.

ESPECIFICACIONES

Para Edificios de Acero



CAPÍTULO A

DISPOSICIONES GENERALES

Este capítulo establece el alcance de la Especificación, resume las especificaciones, códigos y documentos estándar referidos y entrega los requisitos para los materiales y documentos de contrato.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- A1. Alcance
- A2. Referencias: Especificaciones, códigos y estándares
- A3. Materiales
- A4. Planos de Diseño de Estructuras y Especificaciones

A1. ALCANCE

La Especificación para Edificios de Acero, en lo sucesivo referida simplemente como la Especificación, se aplicará al diseño de sistemas estructurales en acero, en los cuales los componentes de acero se definen en el *AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, Sección 2.1.

Esta Especificación incluye los Símbolos, el Glosario, los capítulos A al M y anexos 1 a 7. Los Comentarios y las Notas intercaladas en el documento, no son parte de la Especificación.

Nota: Las notas pretenden dar una guía práctica y concisa para la aplicación de las disposiciones.

Esta Especificación establece criterios para el diseño, la fabricación y el montaje de edificios de acero estructural y otras estructuras, donde estas se definen como aquellas estructuras diseñadas, fabricadas y cuyo montaje es similar al de edificios, indicando de esta manera que sus elementos resistentes a cargas verticales y laterales son similares a los de los edificios. Cuando dichas condiciones no son cubiertas por esta Especificación, se permite que el diseño se realice basado en ensayos o análisis, con la condición que sean aprobados por la autoridad cuya jurisdicción corresponda. Se permite el uso de métodos alternativos de análisis y diseño, en la medida que tales métodos sean aceptados por la autoridad competente.

Nota: Para el diseño de miembros estructurales, que no correspondan a secciones tubulares HSS, que corresponden a secciones conformadas en frío, cuyos espesores son inferiores a 1" (25 mm), se recomienda aplicar las disposiciones AISI North American Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members.

1. Aplicaciones en Zonas de Baja Sismicidad

Cuando el coeficiente R de modificación de la Respuesta Sísmica (de acuerdo con lo especificado en el código de edificación aplicable) es tomado igual o menor que 3, el diseño, fabricación y montaje de edificios construidos mediante marcos de acero estructural y otras estructuras deberán cumplir con esta Especificación.

2. Aplicaciones en Zonas de Alta Sismicidad

Cuando el coeficiente R de modificación de la Respuesta Sísmica (de acuerdo a lo especificado en el código de edificación aplicable) resulta mayor que 3, el diseño, fabricación y montaje de edificios construidos mediante marcos de acero estructural y otras estructuras deberán cumplir, además de las disposiciones de esta Especificación, con los requisitos de las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (ANSI-AISC 341).

3. Aplicaciones Nucleares

El diseño de estructuras nucleares deberá satisfacer, además de las disposiciones de esta Especificación, los requisitos de la *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Steel Safety-Related Structures for Nuclear Facilities* (ANSI-AISC N690L).

A2. REFERENCIAS: ESPECIFICACIONES, CÓDIGOS Y ESTÁNDARES

Las siguientes especificaciones, códigos y estándares están referenciados en estas especificaciones:

ACI Internacional (ACI)

ACI 318-02 *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*

ACI 318M-02 *Metric Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*

American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC)

AISC 303-05 *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*

ANSI/AISC 341-05 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*

ANSI/AISC N690-1994 (R2004) *Specification for the Design, Fabrication and Erection of Steel Safety-Related Structures for Nuclear Facilities, including Supplements No. 2*

ANSI/AISC N690L-03 *Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Safety-Related Structures for Nuclear Facilities*

American Society of Civil Engineers (ASCE)

SEI/ASCE 7-02 *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*

ASCE/SFPE 29-99 *Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection*

American Society of Mechanical Engineers (ASME)

ASME B18.2.6-96 *Fasteners for Use in Structural Applications*

ASME B46.1-95 *Surface Texture, Surface Roughness, Waviness, and Lay*

ASTM International (ASTM)

A6/A6M-04a *Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling*

A36/A36M-04 *Standard Specification for Carbon Structural Steel*

A53/A53M-02 *Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless*

- A193/A193M-04a *Standard Specification for Alloy-Steel and Stainless Steel Bolting Materials for High-Temperature Service*
- A194/A194M-04 *Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts for Bolts for High Pressure or High-Temperature Service, or Both*
- A216/A216M-93(2003) *Standard Specification for Steel Castings, Carbon, Suitable for Fusion Welding, for High Temperature Service*
- A242/A242M-04 *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel*
- A283/A283M-03 *Standard Specification for Low and Intermediate Tensile Strength Carbon Steel Plates*
- A307-03 *Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60,000 PSI Tensile Strength*
- A325-04 *Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength*
- A325M-04 *Standard Specification for High-Strength Bolts for Structural Steel Joints (Metric)*
- A354-03a *Standard Specification for Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts, Studs, and Other Externally Threaded Fasteners*
- A370-03a *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*
- A449-04 *Standard Specification for Quenched and Tempered Steel Bolts and Studs*
- A490-04 *Standard Specification for Heat-Treated Steel Structural Bolts, 150 ksi Minimum Tensile Strength*
- A490M-04 *Standard Specification for High-Strength Steel Bolts, Classes 10.9 and 10.9.3, for Structural Steel Joints (Metric)*
- A500-03a *Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes*
- A501-01 *Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing*
- A502-03 *Standard Specification for Steel Structural Rivets*
- A514/A514M-00a *Standard Specification for High-Yield Strength, Quenched and Tempered Alloy Steel Plate, Suitable for Welding*
- A529/A529M-04 *Standard Specification for High-Strength Carbon-Manganese Steel of Structural Quality*
- A563-04 *Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts*
- A563M-03 *Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts (Metric)*
- A568/A568M-03 *Standard Specification for Steel, Sheet, Carbon, and High-Strength, Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, General Requirements for*
- A572/A572M-04 *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel*
- A588/A588M-04 *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50 ksi (345MPa) Minimum Yield Point to 4 in. (100 mm) Thick*
- A606-04 *Standard Specification for Steel, Sheet and Strip, High-Strength, Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, with Improved Atmospheric Corrosion Resistance*
- A618/A618M-04 *Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless High-Strength Low-Alloy Structural Tubing*
- A673/A673M-04 *Standard Specification for Sampling Procedure for Impacting Testing of Structural Steel*
- A668/A668M-04 *Standard Specification for Steel Forgings, Carbon and Alloy for General Industrial Use*
- A709/A709M-04 *Standard Specification for Carbon and High-Strength Low-Alloy*

*Structural Steel Shapes, Plates, and Bars and Quenched-and-Temperature Alloy
Structural Steel Plates for Bridges*

A751-01 *Standard Test Methods, Practices, and Terminology for Chemical Analysis of Steel Products*

A847-99a (2003) *Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless High-Strength, Low-Alloy Structural Tubing with Improved Atmospheric Corrosion Resistance*

A852/A852M-03 *Standard Specification for Quenched and Tempered Low-Alloy Structural Steel Plate with 70ksi (485 MPa) Minimum Yield Strength to 4 in. (100mm) Thick*

A913/A913M-04 *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Steel Shapes of Structural Quality, Produced by Quenching and Self-Tempering Process (QST)*

A992/A992M-04 *Standard Specification for Structural Steel Shapes*

User Note: ASTM A992 is the most commonly referenced specification for W shapes.

A1011/A1011M-04 *Standard Specification for Steel, Sheet and Strip, Hot-Rolled Carbon, Structural, High-Strength Low-Alloy and High-Strength Low-Alloy with Improved Formability*

C33-03 *Standard Specification for Concrete Aggregates*

C330-04 *Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete*

E119-00a *Standard Test Methods for Fire Test of Building Construction and Materials*

E709-01 *Standard Guide for Magnetic Particle Examination*

F436-03 *Standard Specification for Hardened Steel Washers*

F959-02 *Standard Specification for Compressible-Washer-Type Direct Tension Indicators for Use with Structural Fasteners*

F1554-99 *Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and ksi Yield Strength*

User Note: ASTM F1554 is the most commonly referenced specification for anchor rods. Grade and weldability must be specified.

F1852-04 *Standard Specification for “Twist-off” Type Tension control Structural Bolt/Nut/Washer Assemblies, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength*
American Welding Society (AWS)

AWS D1.1/D1.1M-2004 *Structural Welding Code-Steel*

AWS A5.1-2004 *Specification for Carbon Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding*

AWS A5.5-96 *Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding*

AWS A5.17/A5.17M-97 *Specification for Carbon Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding*

AWS A5.18:2001 *Specification for Carbon Steel Electrodes and Rods for Gas Shielded Arc Welding*

AWS A5.20-95 *Specification for Carbon Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding*

AWS A5.23/A5.23M-97 *Specification for Low-Alloy Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding*

AWS A5.25/A5.25M-97 *Specification for Carbon and Low-Alloy Steel Electrodes and Fluxes for Electroslag Welding*

AWS A5.26/A5.26M-97 *Specification for Carbon and Low-Alloy Steel Electrodes for Electrode Gas Welding*

AWS A5.28-96 Specification for Low-Alloy Steel Electrodes and Rods for Gas Shielded Arc Welding

AWS A5.29:1998 Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding

Research council on Structural Connections (RCSC)

Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts, 2004

A3. MATERIAL

1. Materiales para Acero Estructural

Los informes de ensayos hechos por el fabricante o un laboratorio de ensayos serán considerados evidencia suficiente mientras se realicen de acuerdo con los estándares de la norma ASTM, mencionados en la lista anterior. En el caso de perfiles laminados en caliente, planchas y barras, los ensayos deberán realizarse de acuerdo con el estándar de la norma ASTM A568/A568M; para tubos y cañerías, los ensayos deberán realizarse de acuerdo con el estándar ASTM de la lista anterior que sea aplicable. Si es requerido, el fabricante deberá entregar la certificación establecida, de manera que el acero estructural satisfaga los requisitos del grado especificado.

1a. Designaciones ASTM

(1) Perfiles Estructurales Laminados en Caliente

ASTM A36/A36M
ASTM A529/A529M
ASTM A572/A572M
ASTM A588/A588M
ASTM A709/A709M
ASTM A913/A913M
ASTM A992/A992M

(2) Tubos Estructurales

ASTM A500
ASTM A501
ASTM A618
ASTM A847

(3) Cañerías

ASTM A53/A53m, Gr. B

(4) Planchas

ASTM A36/A36M
ASTM A242/A242M
ASTM A283/A283M
ASTM A514/A514M
ASTM A529/A529M

ASTM A572/A572M
 ASTM A588/A588M
 ASTM A709/A709M
 ASTM A852/A852M
 ASTM A1011/A1011M

(5) Barras

ASTM A36/A36M
 ASTM A529/A529M
 ASTM A572/A572M
 ASTM A709/A709M

(6) Láminas

ASTM A606
 ASTM A1011/A1011M SS, HSLAS, AND HSLAS-F

1b. Acero No Identificado

El acero no identificado, libre de defectos nocivos, puede ser usado para miembros o detalles de menor importancia, en los cuales las propiedades físicas y la soldabilidad del acero no afectan la resistencia de la estructura.

1c. Perfiles Laminados Pesados

Los perfiles de acero laminados en caliente calidad ASTM A6/A6M, con espesores de ala mayor de 2" (50 mm), usados como miembros sujetos a fuerzas primarias (calculadas) de tracción, debido a solicitaciones de tracción o flexión, empalmados mediante soldadura de tope de penetración completa, fundida en todo el espesor del miembro, deberán ser especificados como se explica a continuación. Los documentos de contrato requerirán que tales perfiles sean entregados previamente ensayados al impacto mediante el ensayo de muesca en V de Charpy (CVN), de acuerdo con el estándar ASTM A6/A6M, *Supplementary Requirements S30, Charpy V Notch Impact Tests for Structural Shapes – Alternate Core Location*. El ensayo de impacto deberá satisfacer un mínimo de 20 libras-pie (27J) de energía absorbida a +70 °F (21 °C).

Los requisitos anteriores no se aplican a empalmes y conexiones apernadas. Los requisitos anteriores no se aplican a perfiles laminados en caliente con espesores de ala que superen 2" (50 mm.), o a secciones con elementos de ala o alma menor que 2" (50 mm.) de espesor, que estén soldadas mediante soldadura a tope de penetración completa a la cara de la sección de mayor espesor.

Nota: Requisitos adicionales para uniones de perfiles laminados pesados se dan en las Secciones J1.5, J1.6, J2.7, y M2.2.

1d. Perfiles Fabricados Pesados

Las secciones fabricadas formadas de planchas gruesas con espesores superiores a 2"

(50 mm) usados como miembros sujetos a fuerzas primarias (calculadas) de tracción, debido a solicitaciones de tracción o flexión, empalmados mediante soldadura a tope de penetración completa, fundida en todo el espesor del miembro, deberán ser especificadas como se explica a continuación. Los documentos de contrato requerirán que tales perfiles sean entregados previamente ensayados al impacto mediante el ensayo de muestra en V de Charpy (CVN), de acuerdo con el estándar ASTM A6/A6M, *Supplementary Requirements S5, Charpy V Notch Impact Tests*. El ensayo de impacto deberá realizarse de acuerdo con el estándar ASTM A673/A673M, frecuencia P, y deberán satisfacer un mínimo de 20 libras-pie (27J) de energía absorbida a +70 °F (21 °C).

Los requisitos anteriores se aplican también a secciones fabricadas de planchas de espesor mayor de 2" (50 mm), que estén soldadas mediante soldadura a tope de penetración completa a la cara de otras secciones.

Nota: Requisitos adicionales para uniones de perfiles fabricados pesados se dan en las Secciones J1.5, J1.6, J2.7, y M2.2.

2. Aceros Fundidos y Forjados

El acero fundido debe satisfacer el estándar ASTM A216/A216M, Gr. WCB con Requisitos Adicionales S11. El acero forjado debe satisfacer el estándar ASTM A668/A668M. Los informes obtenidos de ensayos realizados de acuerdo con las referencias mencionadas anteriormente constituirán evidencia suficiente para satisfacer los estándares mencionados.

3. Pernos, Golillas y Tuercas

El material de pernos, golillas y tuercas sujeto a las siguientes especificaciones ASTM es aceptable de ser usado de acuerdo con esta Especificación:

(1) Pernos

ASTM A307
ASTM A325
ASTM A325M
ASTM A449
ASTM A490
ASTM A490M
ASTM F1852

(2) Tuercas

ASTM A194/A194M
ASTM A563
ASTM A563M

(3) Golillas

ASTM F436
ASTM F436M

(4) Golillas Compresibles de Indicación de Tensión Directa

ASTM F959
ASTM F959M

La certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de conformidad con los estándares.

4. Barras de Anclaje y Barras con Hilo

El material de las barras de anclaje y las barras con hilo fabricado de acuerdo a una de las siguientes especificaciones ASTM es aceptable para ser usado con esta Especificación:

ASTM A36/A36M
ASTM A193/A193M
ASTM A354
ASTM A449
ATSM A572/A572M
ASTM A588/A588M
ASTM F1554

Nota: El material preferido por esta especificación para ser usado en pernos de anclaje es el ASTM F1554.

Para barras de anclaje de alta resistencia y barras con hilo, cualquiera sea el diámetro, el acero A449 es aceptable por esta especificación.

Los hilos en barras de anclaje y barras con hilo deberá satisfacer las Series ASME B18.2.6 de Estándares Unificados y tendrá las tolerancias de la Clase 2A.

La certificación del fabricante será suficiente evidencia de conformidad de los estándares.

5.- Metal de Aporte y Fundente para Soldaduras

El metal de relleno y flujos, deberán satisfacer una de las siguientes especificaciones de la American Welding Society:

AWS A5.1
AWS A5.5
AWS A5.17/A5.17M
AWS A5.18
AWS A5.20
AWS A5.23/A5.23M
AWS A5.25/A5.25M
AWS A5.26/A5.26M
AWS A5.28
AWS A5.29
AWS A5.32/A5.32M

La certificación del fabricante será suficiente evidencia de conformidad de los estándares. El metal de aporte y los flujos son apropiados para la aplicación propuesta.

6. Conectores de Corte Embebidos

Los conectores de acero para transferir el corte, deberán satisfacer los requisitos del *Structural Welding Code-Steel*, AWS D1.1.

Nota: Los conectores están fabricados de barras deformadas en frío ya sean de aluminio neutralizado o semi neutralizado o silicona deoxidada, de acuerdo a los requisitos del estándar ASTM A29/A29M-04, Especificación Estándar para Barras de Acero, al Carbono y de Aleación, Hierro Forjado, Requisitos Generales.

La certificación del fabricante será suficiente evidencia de conformidad con AWS D1.1.

A4. PLANOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS

Los planos de diseño y las especificaciones deberán satisfacer los requisitos del *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, excepto en el caso de diferencias identificadas específicamente en los planos de diseño y/o especificaciones.

CAPÍTULO B

REQUISITOS DE DISEÑO

Los requisitos generales para el análisis y diseño de estructuras de acero, aplicables a todos los capítulos de esta especificación, se presentan en este capítulo.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- B1. Disposiciones Generales
- B2. Cargas y Combinaciones de Cargas
- B3. Bases de Diseño
- B4. Clasificación de las Secciones de acuerdo al Pandeo Local
- B5. Fabricación, Montaje y Control de Calidad
- B6. Evaluación de Estructuras Existentes

B1. DISPOSICIONES GENERALES

El diseño de miembros y conexiones deberá ser consistente con el comportamiento que se espera que tenga el sistema estructural y las hipótesis hechas en el análisis. A menos que exista una restricción impuesta por la normativa de edificación que corresponda, puede dotarse de resistencia y estabilidad a la estructura mediante cualquier combinación de miembros y conexiones.

B2. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Las cargas y combinaciones de cargas serán definidas por la normativa de edificación aplicable. En ausencia de una normativa de edificación las cargas y combinaciones de cargas, serán las estipuladas en el estándar SEI/ASCE 7. Para propósitos de diseño, las cargas nominales serán aquellas estipuladas en la normativa de edificación aplicable.

Nota: Para diseños LRFD, se aplican las combinaciones de SEI/ASCE 7 Sección 2.3. Para diseños ASD, se aplican las combinaciones de SEI/ASCE 7 Sección 2.4.

B3. BASE DE DISEÑO

El diseño se realizará de acuerdo con las disposiciones del método *Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia* (LRFD) o a las disposiciones del método *Diseño en Base a Resistencias Admisibles* (ASD).

1. Resistencia Requerida

La resistencia requerida de los miembros estructurales y conexiones será determinada mediante análisis estructural para las combinaciones de carga que corresponda según se indica en la Sección B2.

Se acepta realizar el diseño mediante análisis elástico, inelástico o plástico. Las disposi-

ciones para el análisis inelástico o plástico se estipulan en el Anexo 1, Análisis y Diseño Inelástico. Las disposiciones para redistribución de momentos en vigas continuas dadas en el Anexo 1, Sección 1.3 se permiten sólo para análisis elástico.

2. Estados Límite

El diseño estará basado en el principio que cuando la estructura es sometida a las combinaciones de carga apropiadas, ningún estado límite aplicable, sea resistente o de servicio, será excedido.

3. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

El diseño de acuerdo a las disposiciones de *Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia* (LRFD) satisface los requisitos de esta Especificación cuando la *resistencia de diseño* de cada componente estructural es mayor o igual a la *resistencia requerida* determinada de acuerdo a las combinaciones de carga LRFD. Se aplican todas las disposiciones de esta Especificación excepto las de la Sección B3.4.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación B3-1:

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad (\text{B3-1})$$

donde:

R_u = resistencia requerida (LRFD)

R_n = resistencia nominal, según se especifica en los Capítulos B a K

ϕ = factor de resistencia, según se especifica en los Capítulos B a K

ϕR_n = resistencia de diseño

4. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD)

El diseño de acuerdo con las disposiciones de *Diseño en Base a Resistencias Admisibles* (ASD) satisface los requisitos de esta Especificación cuando la resistencia admisible de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo a las *combinaciones de carga ASD*. Se aplican todas las disposiciones de esta Especificación excepto las de la Sección B3.3.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación B3-2:

$$R_a \leq R_n / \Omega \quad (\text{B3-2})$$

donde:

R_a = resistencia requerida (ASD)

R_n = resistencia nominal, según se especifica en los Capítulos B a K

Ω = factor de seguridad, según se especifica en los Capítulos B a K

R_n / Ω = resistencia admisible

5. Diseño por Estabilidad

La estabilidad de la estructura y sus miembros se determinará de acuerdo con el Capítulo C.

6. Diseño de Conexiones

Los miembros de conexión se diseñarán de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos J y K. Las fuerzas y deformaciones de diseño deberán ser consistentes con el desempeño esperado de la unión y las hipótesis del análisis estructural.

Nota. La Sección 3.1.2 del *Code of Standard Practice* establece la información que es preciso especificar en el diseño de conexiones.

6a. Conexiones Simples

Una conexión simple transmite un momento de magnitud despreciable. En el análisis de la estructura, se puede suponer que las conexiones simples permiten la rotación relativa de los miembros que conectan. La conexión simple tendrá una capacidad de rotación suficiente para acomodar las rotaciones requeridas por el análisis de la estructura. Se permite la rotación inelástica de la unión.

6b. Conexiones de Momento

Una conexión de momento transmite momento, lo que da lugar a dos tipos de conexiones, denominadas FR y PR, tal como se explica a continuación.

(a) *Conexiones de Momento Completamente Restringidas (FR)*

Una conexión de momento completamente restringida transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la conexión no permite la rotación relativa. Una conexión FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límite resistentes.

(b) *Conexiones de Momento Parcialmente Restringidas (PR)*

Una conexión de momento parcialmente restringida transmite momento pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. En el análisis de la estructura, la relación fuerza-deformación de la conexión debe ser incluida. Las curvas características de las conexiones PR que se usen, deberán encontrarse documentadas en la literatura técnica o en su defecto ser determinadas mediante métodos analíticos o experimentales. Los miembros componentes de una conexión PR deberán tener suficiente resistencia rigidez y capacidad de deformación en los estados límite resistentes.

7. Diseño para Condiciones de Servicio

La estructura y miembros individuales, conexiones y conectores deberán ser verificados para las condiciones de servicio. Los requisitos de desempeño para el diseño en condiciones de servicio se presentan en el Capítulo L.

8. Diseño para Prevenir la Acumulación de Agua

El sistema de techo será investigado durante el proceso de análisis estructural para garantizar una resistencia y estabilidad adecuada bajo condiciones de acumulación de agua, a menos que se disponga una pendiente del techo de al menos un 2% (20 mm por metro) en la dirección de los puntos de drenaje o se disponga de un adecuado sistema de drenaje para prevenir la acumulación de agua.

Ver Anexo 2, Diseño para Acumulación de Agua, para métodos de evitar la acumulación de agua.

9. Diseño a Fatiga

El diseño a fatiga deberá ser considerado de acuerdo con el Anexo 3, Diseño para Fatiga, para los miembros y sus conexiones cuando están sometidos a cargas repetidas. No es necesario verificar el diseño a fatiga en el caso de sismo o viento en edificaciones diseñadas adecuadamente para resistir cargas laterales ni en los componentes de los miembros de cierre de estas edificaciones.

10. Diseño para Condiciones de Incendio

El Anexo 4, Diseño Estructural para Condiciones de Incendio, presenta dos métodos de diseño: Ensayos de Calificación y Análisis de Ingeniería. La compatibilidad con los requisitos para protección contra incendios de las normativas de edificación aplicable deberá ser analizada juiciosamente respecto de los requisitos de esta sección y del Anexo 4.

Lo señalado en esta sección no pretende crear o producir requisitos contractuales en los *registros de ingeniería* del responsable del diseño estructural o cualquier otro miembro del equipo de diseño.

Nota: La calificación del diseño mediante ensayos es el método especificado en la mayoría de las normativas de edificación. Tradicionalmente, en la mayoría de los proyectos en los cuales el arquitecto es el profesional encargado, él ha sido la parte responsable de especificar y coordinar los requisitos de protección contra el fuego. El diseño mediante Análisis de Ingeniería es un nuevo enfoque para dar protección contra el fuego. La designación de la(s) persona(s) responsable(s) para el diseño contra incendio es una materia de tipo contractual que debe ser resuelta en cada proyecto.

11. Diseño para Efectos de la Corrosión

Cuando la corrosión puede afectar la resistencia o la condición de servicio de una estructura, los componentes estructurales serán diseñados para tolerar la corrosión o en su defecto deberán ser protegidos contra ella.

12. Espesor de Diseño de Secciones Tubulares (HSS)

El espesor de diseño t , en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0.93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante

resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW).

13. Determinación del Área Bruta y Área Neta

a. Área Bruta

El área bruta de un miembro, A_g , es el área total de la sección transversal.

b. Área Neta

El área neta, A_n , de un miembro es la suma de los productos de los espesores por sus respectivos anchos netos, calculados como se indica a continuación:

Para calcular el área neta para tensión y corte, la perforación para alojar un conector deberá aumentarse 2mm respecto de la dimensión nominal de la perforación.

Para una cadena de perforaciones en cualquier línea diagonal o zigzag, el ancho neto se obtendrá deduciendo del ancho bruto la suma de los anchos de las perforaciones según se indica en la Sección J3.2 de todas las perforaciones de la cadena, y agregando para cada cambio en zigzag en la cadena la cantidad $s^2/4g$, donde:

- s = distancia longitudinal centro a centro de dos perforaciones consecutivas, cm. (mm)
- g = distancia transversal centro a centro entre líneas de conectores, cm. (mm)

Para ángulos, la separación de las perforaciones en alas opuestas adyacentes, será la suma de las distancias medidas desde el respaldo del ángulo menos el espesor.

Para secciones tubulares ranuradas soldadas a una *placa gusset*, el área neta, A_n , es el área de la sección transversal menos el producto del espesor y el ancho total del material que es removido para hacer la ranura.

No se considerará el metal de la soldadura en la determinación del área neta a través de soldaduras de tapón o ranura.

Nota: La Sección J4.1 (b) limita A_n a un máximo de $0.85 A_g$ para planchas traslapadas con perforaciones.

B4. CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES SEGÚN PANDEO LOCAL

Las secciones se clasifican como secciones compactas, no compactas o esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben estar continuamente conectadas al alma o almas y la razón ancho-espesor de sus miembros comprimidos no debe exceder la razón límite ancho-espesor λ_p dada en la Tabla B4.1. Cuando la razón ancho-espesor de uno o más miembros comprimidos excede λ_p , pero no excede el valor λ_r , dado en la Tabla B4.1, la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento excede el valor λ_r , la sección se denomina esbelta.

1. Elementos No Atiesados

Para elementos *no atiesados*, apoyados en un lado paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se define como se indica a continuación:

- (a) En alas de secciones I y T, el ancho es la mitad del ancho total del ala, b_f .
- (b) Para alas de ángulos, canales y secciones zeta, el ancho es el ancho nominal completo.
- (c) Para planchas, el ancho es la distancia desde el borde libre hasta la primera línea de conectores o soldadura.
- (d) Para almas de secciones T, d es la profundidad nominal total de la sección.

Nota: En la Tabla B4.1 se representan gráficamente las dimensiones de los miembros no atiesados.

2. Elementos Atiesados

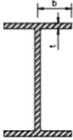
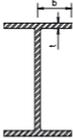
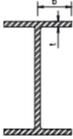
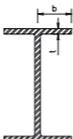
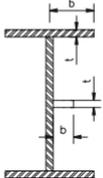
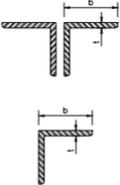
Para elementos atiesados, apoyados en dos lados paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se define como se indica a continuación:

- (a) Para almas de secciones laminadas o plegadas, h es la distancia libre entre alas menos el filete o esquina redondeada que se produce en el encuentro ala-alma; h_c es dos veces la distancia desde el centroide a la cara interna del ala comprimida menos el filete o esquina redondeada.
- (b) Para almas de secciones armadas, h es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre alas soldadas; y h_c es dos veces la distancia desde el centroide a la línea más cercana de conectores del ala comprimida o a la cara interior del ala comprimida en secciones de alas soldadas; h_p es dos veces la distancia desde el eje neutro plástico a la línea más cercana de conectores del ala comprimida o a la cara interior del ala comprimida en secciones de alas soldadas.
- (c) Para alas o planchas que actúan como diafragmas en secciones armadas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o líneas de soldadura.
- (d) Para alas de secciones tubulares rectangulares (HSS), el ancho b es la distancia libre entre almas menos las esquinas redondeadas de cada lado. Para almas de secciones HSS rectangulares, h es la luz libre entre las alas las esquinas redondeadas a cada lado. Cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor. El espesor, t , será el espesor de diseño, de acuerdo con la Sección B3.12.

Nota: En la Tabla B4.1 se representan gráficamente las dimensiones de los miembros atiesados.

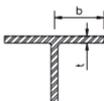
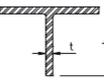
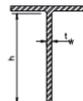
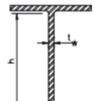
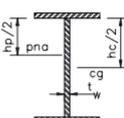
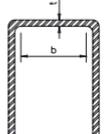
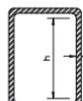
Para alas de espesor variable en secciones laminadas, el espesor será el valor nominal evaluado como el promedio entre el espesor medido en el lado libre y el espesor correspondiente medido en la cara del alma.

Tabla B 4.1
Razones Ancho-Espesor
Límite para Elementos en Compresión

Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)	
1.	Flexión en alas de perfiles laminados I y canales	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
2.	Flexión en alas de perfiles soldados I de simetría doble y simple	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_t}$ (a),(b)	
3.	Compresión uniforme en alas de perfiles laminados I, placas en proyección de perfiles laminados I; patas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo y alas de canales	b/t	NA	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
4.	Compresión uniforme en alas de perfiles soldados I y placas o patas de ángulos en proyección de perfiles soldados	b/t	NA	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$ (a)	
5.	Compresión uniforme en alas de ángulos simples, alas de ángulos dobles con separadores, y cualquier otro elemento no atiesado	b/t	NA	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
6.	Flexión en alas de ángulos simples	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

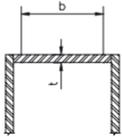
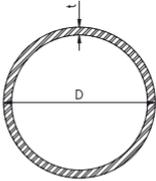
Elementos no atiesados

**Tabla B 4.1 (cont.)
Razones Ancho-Espesor
Límite para Elementos en Compresión**

Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)	
7.	Flexión en alas de tés	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
8.	Compresión uniforme en pies de tés	b/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
9.	Flexión en almas de perfiles I de simetría doble y canales	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
10.	Compresión uniforme en almas de perfiles I de simetría doble	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
11.	Flexión en almas de perfiles I de simetría simple	hc/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.9\right)^2$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
12.	Compresión uniforme en alas de perfiles cajón rectangulares y estructurales tubulares de espesor uniforme sujetos a flexión o compresión; placas de cubierta de alas y placas de diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
13.	Flexión en almas de HSS rectangulares	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

Elementos atizados

Tabla B 4.1 (cont.)
Razones Ancho-Espesor
Límite para Elementos en Compresión

Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)	
14.	Compresión uniforme en cualquier otro elemento atesado	b/t	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
15.	Perfiles circulares huecos				
	En compresión uniforme	D/t	NA	$0.11 E/F_y$	
	En flexión	D/t	$0.07 E/F_y$	$0.31 E/F_y$	

[a] $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ pero no debe ser tomado menor a 0.35 ni mayor a 0.76 para efectos de cálculo (ver Casos 2 y 4)

[b] $F_L = 0.7F_y$ para flexión en torno al eje débil, flexión en torno al eje fuerte de miembros I soldados de alma esbelta, y flexión en torno al eje fuerte de miembros I soldados de alma compacta y no compacta con $S_{xl}/S_{xc} \geq 0.7$; $F_L = 0.5F_y$ para flexión en torno al eje fuerte de miembros I soldados de alma compacta y no compacta con $S_{xl}/S_{xc} < 0.7$ (ver Caso 2)

B5. FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD

Los planos de taller, el proceso de fabricación, la pintura de taller, el montaje y el control de calidad deberán satisfacer los requisitos estipulados en el Capítulo M, Fabricación, Montaje y Control de Calidad.

B6. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Las disposiciones para la evaluación de estructuras existentes se presentan en el Apéndice 5, Evaluación de Estructuras Existentes.

CAPÍTULO C

ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTABILIDAD

Este capítulo presenta los requisitos generales para el análisis y diseño necesario para proporcionar estabilidad a miembros y marcos.

El capítulo está organizado en:

- C1. Requisitos del Diseño para Estabilidad
- C2. Determinación de las Solicitaciones

C1. REQUISITOS DEL DISEÑO PARA ESTABILIDAD

1. Requisitos Generales

Deberá suministrarse estabilidad tanto para la estructura como para todos y cada uno de sus miembros. Se permite cualquier método que considere en la estabilidad de los miembros y de la estructura la influencia de los *efectos de segundo orden* (que incluya efectos $P - \Delta$ y $P - \delta$), deformaciones por flexión, corte y esfuerzo axial, imperfecciones geométricas y la reducción de rigidez de los miembros provocadas por las tensiones residuales. Los métodos especificados en este capítulo y el Método de Análisis Directo del Anexo 7, satisfacen estos Requisitos. Todas las deformaciones de los componentes y conexiones que contribuyan a los desplazamientos laterales deberán ser consideradas en el análisis para estabilidad.

En aquellas estructuras analizadas elásticamente, la estabilidad de los miembros y de la estructura como un todo, pueden suministrarse mediante, la aplicación conjunta de:

- (1) Cálculo de las *solicitaciones* de los miembros, conexiones y otros miembros usando alguno de los métodos especificados en la Sección C2.2, y
- (2) Cumpliendo los requisitos de diseño de los miembros y conexiones de acuerdo con esta especificación basada en resistencias requeridas.

En estructuras diseñadas mediante métodos de análisis inelástico, deberán cumplirse las disposiciones del Anexo 1, Análisis Inelástico y Diseño.

2. Requisitos de Diseño para la Estabilidad de los Miembros

La estabilidad de los miembros individuales se suministra al cumplir las disposiciones de los Capítulos E, F, G, H e I.

Nota: El pandeo local de los componentes de la sección transversal, puede evitarse haciendo uso de secciones compactas, según se define en la Sección B4.

Cuando se diseñan miembros destinados a actuar como arriostramientos, para definir la longitud no arriostrada de columnas y vigas, el sistema de arriostramientos deberá tener suficiente rigidez y resistencia para controlar el movimiento del elemento en los puntos

donde se quiere arriostrar. Los métodos que permiten satisfacer estos Requisitos se presentan en el Anexo 6, Arriostramientos para la Estabilidad de Columnas y Vigas.

3. Requisitos de Diseño para la Estabilidad del Sistema Estructural

La estabilidad lateral puede ser suministrada mediante *marcos rígidos*, *marcos arriostrados*, *muros de corte* y/o otros *sistemas resistentes a cargas laterales* equivalentes. Los efectos volcantes del *desplazamiento lateral* y la influencia desestabilizante de las *cargas gravitacionales* deben ser considerados. Los marcos arriostrados y los muros de corte, marcos rígidos, marcos gravitacionales y los sistemas mixtos, deberán satisfacer los siguientes requisitos específicos:

3a. Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros de Corte

En estructuras en las cuales la estabilidad lateral es proporcionada sólo por arriostramientos en diagonal, muros de corte o medios equivalentes el *factor de largo efectivo*, K , para miembros comprimidos será tomado como 1.0, a menos que el *análisis estructural* indique que es apropiado usar un valor más pequeño. En sistemas de marcos arriostrados, es permitido diseñar las columnas, vigas y miembros diagonales suponiendo que se comportan como enrejados verticales en voladizo, formados de miembros simplemente conectados.

Nota: Marcos acartelados funcionan como sistemas de marcos de momento y deberían ser tratados de acuerdo con C1.3b. Los sistemas de marcos arriostrados excéntricamente funcionan como sistemas mixtos y deberían ser tratados de acuerdo a como se indica en la Sección C1.3d.

3b. Sistemas de Marcos de Momento

En marcos en los cuales la estabilidad lateral es proporcionada por la rigidez a flexión de las vigas y columnas conectadas, el factor K de largo efectivo o la tensión crítica de pandeo elástico, F_e , para columnas y vigas-columnas será determinado de acuerdo a lo especificado en la Sección C2.

3c. Sistemas de Marcos Gravitacionales

Las columnas de los sistemas de marcos gravitacionales serán diseñadas basándose en su largo verdadero ($K=1.0$) a menos que se demuestre mediante análisis que un valor inferior puede ser usado. La estabilidad lateral de los marcos gravitacionales puede ser suministrada por marcos rígidos, marcos arriostrados, muros de corte y/u otro sistema equivalente para resistir cargas laterales. Los efectos $P-\Delta$ debido a las cargas en las columnas gravitacionales, serán transferidos al sistema resistente a cargas laterales y serán incluidos en los cálculos de la resistencia requerida del sistema resistente a cargas laterales.

3d. Sistemas Mixtos

El análisis y diseño de los miembros, conexiones y otros miembros en sistemas mixtos de marcos rígidos, marcos arriostrados y/o muros de corte y marcos gravitacionales deberán satisfacer los requisitos de sus sistemas respectivos.

C2. CÁLCULO DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS

Excepto lo señalado en la Sección C2.2b, las resistencias requeridas serán determinadas usando un análisis de segundo orden de acuerdo a lo especificado en la Sección C2.1. Cualquier método de análisis sea de segundo o de primer orden, deberá satisfacer los requisitos de la Sección C2.2.

1. Métodos de Análisis de Segundo Orden

Los análisis de segundo orden deben satisfacer los requisitos de esta Sección.

1a. Análisis Elástico General de Segundo Orden

Puede usarse cualquier método de análisis elástico de segundo orden que considere los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$.

El método basado en un Análisis Elástico de Primer Orden Amplificado definido en la Sección C2.1b es aceptado como un método de análisis elástico de segundo orden para el análisis de marcos rígidos, marcos arriostrados y sistemas mixtos.

1b. Análisis de Segundo Orden amplificando un Análisis Elástico de Primer Orden

Nota: El método presentado en esta sección permite obtener los efectos de segundo orden amplificando las fuerzas normales y momentos en miembros y conexiones obtenidos de un análisis de primer orden.

El siguiente es un análisis aproximado de segundo orden para calcular las resistencias requeridas a flexión y esfuerzo normal. Las resistencias requeridas a flexión, M_r y esfuerzo axial, P_r , se determinarán como sigue:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (C2-1a)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (C2-1b)$$

donde:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1 \quad (C2-2)$$

Para miembros sometidos a compresión axial, B_1 , puede ser calculada basándose en el estimador de primer orden $P_r = P_{nt} + P_{lt}$

Nota: B_1 es un factor que amplifica los efectos de primer orden para tomar en consideración los desplazamientos que se generan entre puntos fijos ($P-\delta$) y B_2 es un factor amplificador que toma en cuenta los efectos de segundo orden causados por los desplazamientos de los puntos arriostrados ($P-\Delta$).

Para miembros en los cuales $B_1 \leq 1.05$, es conservador amplificar la suma de los momentos con y sin desplazamientos (obtenidos de un análisis de primer orden) por el factor B_2 , en otras palabras, $M_r = B_2 (M_{nt} + M_{lt})$.

$$B_2 = \frac{C_m}{\alpha \frac{\sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1 \quad (\text{C2-3})$$

Notas: Es necesario señalar que el factor B_2 (Ecuación C2-3) puede ser estimado en un diseño preliminar usando el límite máximo de deformación lateral correspondiente al esfuerzo cortante de piso $\sum H$ en la ecuación (C2-6b).

y

$\alpha=1.00$ (LRFD)

$\alpha=1.60$ (ASD)

- M_r = resistencia requerida de segundo orden a flexión usando las combinaciones LRFD o ASD en Ton-m (N-mm)
- M_{nt} = momento de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, cuando en el marco no hay desplazamiento lateral Ton-m (N-mm)
- M_{lt} = momento de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, originado sólo por el desplazamiento lateral Ton-m (N-mm)
- P_r = resistencia requerida de segundo orden a esfuerzo axial usando las combinaciones LRFD o ASD en Ton-m (N-mm)
- P_{nt} = fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, cuando en el marco no hay desplazamiento lateral Ton (N)
- $\sum P_{nt}$ = carga vertical total soportada por el piso usando las combinaciones LRFD o ASD, incluyendo las cargas verticales de las columnas Ton (N)
- P_{lt} = fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, originado sólo por el desplazamiento lateral Ton (N)
- C_m = coeficiente que supone un marco sin translación lateral, cuyo valor se calculará de la siguiente manera:

- i. Para vigas-columnas no afectas a cargas transversales entre apoyos en el plano de flexión,

$$C_m = 0.60 - 0.40(M_1 / M_2) \quad (\text{C2-4})$$

Donde M_1 y M_2 son el momento menor y mayor respectivamente en los extremos del elemento no arriostrado en el plano de flexión sometido a análisis, calculados mediante un análisis de primer orden. El cociente M_1/M_2 es positivo cuando el elemento es flectado en doble curvatura, el signo será negativo cuando el elemento es flectado en curvatura simple.

- ii. Para vigas-columnas sometidas a cargas transversales entre apoyos el valor de C_m se determinará mediante análisis o se adoptará conservadoramente el valor 1.0 en todos los casos.

P_{el} = Resistencia a pandeo elástico del elemento en el plano de flexión calculada suponiendo que no hay desplazamiento de nudos, ton (N).

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (C2-5)$$

ΣP_{e2} = Resistencia a pandeo elástico del piso, determinada mediante análisis al pandeo suponiendo desplazamiento lateral ton (N).

Para marcos rígidos, en los cuales el largo efectivo de pandeo K_2 ha sido calculado para las columnas, se permite calcular la resistencia a pandeo elástico del piso como:

$$\Sigma P_{e2} = \Sigma \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2} \quad (C2-6a)$$

Para todo tipo de sistema resistente a cargas laterales, se permite usar:

$$\Sigma P_{e2} = R_M \frac{\Sigma HL}{\Delta H} \quad (C2-6b)$$

donde:

- E = módulo de elasticidad del acero = 200.000 Mpa (2.040.000 Kg/cm²)
- R_M = 1.00 para marcos arriostrados
= 0.85 para marcos rígidos y sistemas mixtos, a menos que un valor mayor pueda ser justificado mediante análisis.
- I = momento de inercia
- L = altura de piso, m (mm)
- K_1 = factor de largo efectivo en el plano de flexión, calculado basándose en la hipótesis que no hay desplazamiento lateral. Debe suponerse igual a 1.0, a menos que el análisis indique que un valor menor puede ser usado.
- K_2 = factor de largo efectivo en el plano de flexión, calculado mediante un análisis a pandeo que supone que hay desplazamiento lateral

Nota: Métodos para calcular K_2 son discutidos en los Comentarios.

ΔH = desplazamiento de entrepiso de primer orden debido a las cargas laterales, mm (cm). Cuando ΔH varía en el área en planta de la estructura, ΔH se calculará como el promedio ponderado por la carga vertical o, alternativamente, el desplazamiento lateral máximo.

ΣH = esfuerzo de corte de piso debido a cargas laterales, usado para calcular ΔH , N (ton).

2. Requisitos de Diseño

Estos requisitos se aplican a todo tipo de marcos, arriostrados, rígidos y sistemas mixtos. Cuando la razón del desplazamiento de piso de segundo orden al desplazamiento de primer orden es igual o menor que 1.5, las resistencias requeridas de los miembros, conexiones y otros elementos será determinada por uno de los métodos especificados en las Secciones C2.2a o C2.2b, o por el Método de Análisis Directo del Anexo 7. Cuando la razón del desplazamiento de piso de segundo orden al desplazamiento de primer orden es mayor que 1.5, las resistencias requeridas serán determinadas por el Método de Análisis Directo del Anexo 7.

Nota: La razón del desplazamiento de piso de segundo orden al desplazamiento de piso de primer orden puede ser representada por B_2 , calculado según la ecuación C2-3. Esta razón puede ser calculada alternativamente comparando los resultados de un análisis de segundo orden respecto de los resultados de un análisis de primer orden, donde los análisis pueden ser realizados usando las combinaciones LRFD o ASD, amplificando por 1.6 las cargas gravitacionales en las combinaciones ASD.

En el caso de los métodos especificados en las Secciones 2.2a o 2.2b:

- (1) Los análisis serán realizados de acuerdo al diseño y requisitos de carga especificados ya sea en la sección B3.3 (LRFD) o en la sección B3.4 (ASD).
- (2) El análisis de la estructura estará basado en los valores nominales de geometría y rigidez elástica para todos los elementos.

2a. Diseño mediante Análisis de Segundo Orden

Cuando las resistencias requeridas sean determinadas mediante un análisis de segundo orden:

- (1) Deberán satisfacerse las disposiciones de la Sección C2.1.
- (2) Para el diseño de acuerdo al método ASD, el análisis deberá realizarse para 1.6 veces las combinaciones de carga ASD y los resultados serán divididos por 1.6 para obtener las resistencias requeridas.

Nota: El análisis de primer orden amplificado de la Sección C2.1b incorpora el multiplicador 1.6 directamente en los factores B_1 y B_2 , por esta razón no es necesario realizar otras modificaciones.

- (3) Todas las combinaciones de cargas sólo gravitacionales deberán incluir una carga lateral mínima en cada nivel de la estructura de $0.002Y_i$, donde Y_i es la carga gravitacional de diseño aplicada en el nivel i , N (ton). Esta carga lateral mínima deberá considerarse independientemente en dos direcciones ortogonales.

Nota: La carga lateral mínima de $0.002 Y_i$, junto con las otras restricciones de diseño dadas en esta sección controlan los errores de análisis resultantes de despreciar la curvatura inicial del elemento así como también la pérdida de rigidez debido a las tensiones residuales.

- (4) Cuando la razón del desplazamiento relativo de piso de segundo orden al desplazamiento relativo de piso de primer orden es menor o igual a 1.1, se permite diseñar los miembros usando $K=1.0$. En caso contrario, las columnas y vigas-columnas de marcos rígidos deberán diseñarse empleando un factor K o una tensión de pandeo de columna, F_e , determinada de un análisis de pandeo de la estructura con desplazamiento de pisos. Los ajustes de reducción de la rigidez debidos a inelasticidad de la columna se permiten ser tomados en cuenta en la determinación del factor K . Para marcos arriostrados, el valor K para miembros comprimidos se tomará como 1.0, a menos que el análisis de la estructura demuestre que un valor menor puede ser usado.

2b. Diseño mediante Análisis de Primer Orden

La resistencia requerida puede ser determinada mediante un análisis de primer orden, con todos los miembros diseñados aplicando $K=1.0$, cuando se satisfagan las siguientes condiciones:

- (1) La resistencia requerida a compresión de todos los miembros cuya rigidez a flexión contribuya a la estabilidad lateral de la estructura, cumpla la siguiente limitante:

$$\alpha P_r \leq 0.5 P_y \quad (C2-7)$$

donde:

$$\alpha=1.0 \text{ (LRFD)} \quad \alpha=1.6 \text{ (ASD)}$$

P_r = resistencia axial a compresión requerida calculada con las combinaciones LRFD o ASD, N (ton)

P_y = resistencia a fluencia ($=AF_y$), N (ton)

- (2) Todas las combinaciones incluyen una carga adicional lateral, N_i , aplicada en combinación con otras cargas en cada nivel de la estructura, donde:

$$N_i = 2.1(\Delta/L) Y_i \geq 0.0042 Y_i \quad (C2-8)$$

Y_i = carga gravitacional obtenida de las combinaciones de carga del método LRFD o 1.6 veces las combinaciones de carga del método ASD, aplicada en el nivel i , N (ton)

Δ/L = máxima razón de desplazamiento relativo a la altura de piso, para todos los pisos de la estructura

Δ = desplazamiento relativo de entrepisos de primer orden, originado por las cargas de diseño, mm (cm). Si Δ varía en la planta de la estructura, deberá tomarse el desplazamiento promedio ponderado por la carga vertical, o alternativamente el desplazamiento relativo máximo.

L = altura de entrepiso, m (mm)

Nota: El desplazamiento relativo se calcula aplicando las combinaciones de carga LRFD directamente o bien aplicando las combinaciones de carga ASD con un factor 1.6 aplicado a las cargas gravitacionales.

Esta carga lateral adicional deberá ser considerada independientemente en dos direcciones ortogonales.

- (3) El factor de amplificación de la viga-columna para el marco sin desplazamiento se considera mediante el factor B_1 de la Sección C2.1 para todos los momentos de los miembros.

CAPÍTULO D

DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN

Este capítulo abarca el diseño de miembros solicitados a tracción causados por fuerzas estáticas a lo largo de su eje central.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- D1. Límites de Esbeltez
- D2. Resistencia en Tracción
- D3. Determinación de Áreas
- D4. Miembros Armados
- D5. Miembros Conectados por Pasadores
- D6. Bielas

Nota: Para los casos que no se incluyen en este capítulo, aplican las siguientes secciones:

- B3.9 Miembros sometidos a fatiga.
- Capítulo H Miembros sometidos a combinación de tracción axial y flexión.
- J3 Barras con hilo.
- J4.1 Elementos de conexión en tracción.
- J4.3 Resistencia de fractura de bloque de corte en conexiones extremas de miembros en tracción.

D1. LÍMITES DE ESBELTEZ

No existen límites de esbeltez para miembros en tracción.

Nota: Para miembros diseñados básicamente en tracción, la razón de esbeltez L/r preferiblemente no debe exceder de 300. Esta sugerencia no se aplica a barras o colgadores en tracción.

D2. RESISTENCIA EN TRACCIÓN

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_t P_n$, y la resistencia admisible en tracción, P_n/Ω_t , de miembros solicitados a tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de fluencia en tracción en la sección bruta y fractura en tracción en la sección neta.

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g \quad (D2-1)$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) Para fractura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e \quad (D2-2)$$

$$\phi_t = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega_t = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

Donde:

A_e = área neta efectiva, cm^2 (mm^2)

A_g = área bruta del miembro, cm^2 (mm^2)

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm^2 (MPa)

F_u = tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm^2 (MPa)

Cuando miembros sin perforaciones son completamente conectados por soldadura, el área neta efectiva usada en la Ecuación D2-2 debe ser la definida en la Sección D3. Cuando se presentan perforaciones en el miembro con conexiones soldadas en sus extremos, o en conexiones soldadas mediante soldadura de ranura o tapón, debe usarse el área neta efectiva a través de las perforaciones en la Ecuación D2-2.

D3. DETERMINACIÓN DE ÁREAS

1. Área Bruta

El área bruta, A_g , de un miembro es el área total de la sección transversal.

2. Área Neta

El área neta de un miembro, A_n , es la suma de los productos que se obtienen de multiplicar los espesores por los correspondientes anchos netos de los miembros de cada elemento calculados de la siguiente manera:

Para calcular el área neta para tensión y corte, el ancho de una perforación se tomará como 2 mm más grande que la *dimensión nominal* de la perforación.

Para una cadena de perforaciones que se extiende a través de una pieza, en una línea en diagonal o zigzag, el ancho neto de esa parte se obtendrá deduciendo del ancho bruto, la suma de diámetros o ranuras tal como se indica en la Sección J3.2 de todas las perforaciones en una cadena, y agregando, para cada cambio de línea perpendicular a la dirección de la fuerza, la cantidad $s^2/4g$.

donde:

s = espaciamiento longitudinal, medido entre centros (paso) de dos perforaciones consecutivas, cm (mm)

g = espaciamiento transversal, medido entre centros (gramil) de dos perforaciones consecutivas, cm (mm)

Para ángulos, el gramil de perforaciones en alas adyacentes será la suma de los gramiles medidos desde la espalda del ala de menor espesor.

Para secciones tubulares (HSS) soldadas a una *plancha gusset*, el área neta, A_n , es el área bruta menos el producto del espesor por el ancho total del material removido por la ranura.

Para determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o ranura, no se considerara que el metal soldado colabora con el área neta.

Nota: La Sección J4.1 (b) limita A_n a un máximo de $0.85 A_g$ para planchas traslapadas que tienen perforaciones.

3. Área Neta Efectiva

El área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinada de la siguiente forma:

$$A_e = A_n U \quad (D3-1)$$

Donde U , el factor de corte diferido (shear lag), es determinado como se muestra en la Tabla D3.1.

Miembros tales como ángulos simples, ángulos dobles y secciones T laminadas (WT) deben tener conexiones diseñadas de manera tal que U es igual o mayor que 0.60. Alternativamente, un valor menor que U es permitido si estos miembros traccionados son diseñados incluyendo el efecto de excentricidad de acuerdo con H1.2 o H2.

D4. MIEMBROS ARMADOS

Para límites en el espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo consistentes en una placa y un perfil o dos placas, ver Sección J3.5.

Tanto las placas de cubierta perforadas como placas de asiento sin enlaces están permitidas para ser utilizadas en los lados abiertos de miembros armados en tracción. Placas de asiento deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia entre las líneas de soldadura o sujetadores conectándolas a los componentes del miembro. El espesor de tales placas de asiento no debe ser menor que un quinto de la distancia entre estas líneas. El espaciamiento longitudinal de soldaduras o sujetadores intermitentes en placas de asiento no debe exceder de 150 mm.

Tabla D 3.1
Factor de Corte Diferido para
Conexiones de Miembros en Tracción

Caso	Descripción del Elemento		Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)		$U = 1.0$	
2	Todos los miembros en tracción, excepto las planchas y tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (Alternativamente, el Caso 7 puede ser utilizado para perfiles W, M, S y HP)		$U = 1 - \bar{x}/I$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.		$U = 1.0$ An = área de los elementos conectados directamente	
4	Planchas donde la carga de tracción es transmitida solamente por soldaduras longitudinales.		$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > / \geq 1.5 w \dots U = 0.87$ $1.5 w > / \geq w \dots U = 0.75$	
5	Tubos redondos con sólo una placa gusset concéntrica.		$l \geq 1.3 D \dots U = 1.0$ $D / \leq 1.3 D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Tubo Rectangular	con sólo una placa gusset concéntrica	$l / \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 - 2BH}{4(B + H)}$	—
		con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $x = \frac{B^2 - BH}{4(B + H)}$	—
7	Perfiles W, M, S o HP, o T cortadas a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga	$b_1 \geq 2/3d \dots U = 0.9$ $b_1 < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$	—
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.80$	—
		con 2 ó 3 conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.60$	—

l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho plancha, cm (mm); e = excentricidad de conexión, cm (mm); B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm)

Nota: El espaciamiento longitudinal de conectores entre componentes, de preferencia, debería limitar la razón de esbeltez en cualquier componente entre conectores al valor de 300.

D5. MIEMBROS CONECTADOS POR PASADORES

1. Resistencia en Tracción

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_t P_n$, y la resistencia admisible en tracción, P_n / Ω_t , de miembros conectados por pasadores, debe ser el menor valor determinado de acuerdo a los estados límite de rotura en tracción, rotura en corte, aplastamiento y fluencia.

(a) Para rotura en tracción en el área neta efectiva será:

$$P_n = 2tb_{eff}F_u \quad (D5-1)$$

$$\phi_t = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega_t = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

(b) Para rotura en corte en el área efectiva:

$$P_n = 0.6F_u A_{sf} \quad (D5-2)$$

$$\phi_{sf} = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega_{sf} = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

Donde

$$A_{sf} = 2t(a + d/2), \text{ cm}^2 (\text{mm}^2)$$

a = distancia más corta desde el borde de la perforación del pasador hasta el borde del miembro medido paralelamente a la dirección de la fuerza, mm (cm)

$b_{eff} = 2t + 1.6$, cm (= $2t + 16$, mm) pero no más que la distancia actual entre el borde de la perforación hasta el borde de la parte medida en la dirección normal a la fuerza aplicada

d = diámetro del pasador, cm (mm)

t = espesor de la placa, cm (mm)

(c) Para aplastamiento en el área proyectada del pasador, ver Sección J7.

(d) Para fluencia en la sección bruta, usar Ecuación D2-1.

2. Requerimientos Dimensionales

La perforación del pasador debe estar localizada a media distancia entre los bordes del miembro en la dirección normal a la fuerza aplicada. Cuando se espera que el pasador permita el movimiento relativo entre las partes conectadas bajo máxima carga, el diámetro de la perforación del pasador no debe ser 1 mm más grande que el diámetro del pasador.

El ancho de la placa donde se encuentra la perforación del pasador no debe ser menor que $2b_{eff} + d$. La mínima extensión, a , más allá del extremo sometido a aplastamiento de la perforación del pasador, paralelo al eje del miembro, no debe ser menor que $1.33 \times b_{eff}$.

Las esquinas más allá de la perforación del pasador están permitidas para ser cortadas en 45° al eje del miembro, siempre que el área neta más allá de la perforación del pasador, en un plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida más allá de la perforación del pasador paralelo al eje del miembro.

D6. BIELAS

1. Resistencia en Tracción

La resistencia disponible en tracción de bielas debe ser determinada de acuerdo a la Sección D2, con A_g tomado como el área de la sección del cuerpo.

Para propósitos de cálculo, el ancho del cuerpo de las bielas no debe exceder 8 veces su espesor.

2. Requerimientos Dimensionales

Las bielas deben ser de espesor uniforme, sin refuerzo en las perforaciones de pasadores, y con una cabeza circular con la periferia concéntrica a la perforación del pasador.

El radio de transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la biela no debe ser menor que el diámetro de la cabeza.

El diámetro del pasador no debe ser menor que $7/8$ veces el ancho del cuerpo de la biela, y el diámetro de la perforación del pasador no debe ser 1 mm mayor que el diámetro del pasador.

Para aceros que poseen F_y mayores que 4950 kgf/cm^2 (485 MPa), el diámetro de la perforación no debe exceder cinco veces el espesor de placa, y el ancho del cuerpo de la biela debe ser reducido de acuerdo con esto.

Un espesor de menos de 13 mm es permitido solamente si son provistas tuercas extremas para fijar placas de pasador y placas de relleno en zonas de contacto estrecho. El ancho desde el borde de la perforación hasta el borde de la placa perpendicular en la dirección de la carga aplicada debe ser mayor que dos tercios del cuerpo de la biela y, para propósitos de cálculo, no mayor que tres cuartas veces el ancho del cuerpo de la biela.

CAPÍTULO E

DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Este capítulo abarca el diseño de miembros solicitados a compresión axial en el eje centroidal.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- E1. Disposiciones Generales
- E2. Límites de Esbeltez y Longitud Efectiva
- E3. Resistencia a Compresión por Pandeo a Flexión para Miembros sin Elementos Esbeltos
- E4. Resistencia a Compresión por Pandeo Flexo-Torsional para Miembros sin Elementos Esbeltos
- E5. Compresión de Ángulos Simples
- E6. Miembros Armados
- E7. Miembros con Elementos Esbeltos

Nota: Para miembros que no se incluyen en este capítulo, las siguientes secciones aplican:

- H1 - H3 Miembros solicitados a combinación de compresión axial y flexión.
- H4 Miembros solicitados a compresión axial y torsión.
- J4.4 Resistencia de compresión de elementos de conexión.
- I2 Miembros axiales compuestos.

E1. DISPOSICIONES GENERALES

La resistencia de diseño en compresión, $\phi_c P_n$, y la resistencia admisible en compresión, P_n/Ω_c , deben ser determinadas de la siguiente manera:

La resistencia de compresión nominal, P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

- (a) Para secciones de simetría doble y secciones de simetría simple se aplica el estado límite de pandeo por flexión.
- (b) Para secciones de simetría simple, secciones asimétricas y ciertas secciones de simetría doble, tales como columnas cruciformes o columnas armadas, los estados límite de pandeo torsional y flexo-torsional también son aplicables.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega_c = 1.67 \text{ (ASD)}$$

E2. LÍMITES DE ESBELTEZ Y LONGITUD EFECTIVA

El factor de longitud efectiva, K , para calcular la esbeltez de columna, KL/r , debe ser determinado de acuerdo al Capítulo C, donde:

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm)

r = radio de giro, cm (mm)

K = factor de longitud efectiva determinada de acuerdo con la Sección C2

Nota: Para miembros diseñados sólo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200.

E3. PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas, como se define en la Sección B4 para elementos en compresión uniforme.

Nota: Cuando la longitud torsional no arriostrada es mayor que la longitud lateral no arriostrada, esta sección puede controlar el diseño de columnas de ala ancha y formas similares.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basándose en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g \tag{E3-1}$$

La tensión de pandeo por flexión, F_{cr} , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_e \geq 0.44 F_y$)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \tag{E3-2}$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_e < 0.44 F_y$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \tag{E3-3}$$

donde

F_e = tensión crítica de pandeo elástico determinada de acuerdo a la Ecuación E3-4, Sección E4, o de acuerdo a las disposiciones de la Sección C2, cuando es aplicable, kgf/cm² (MPa)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \tag{E3-4}$$

Nota: Las dos ecuaciones para calcular los límites y aplicabilidad de las Secciones E3 (a) y E3(b), una basada en KL/r y la otra basada en F_e , dan los mismos resultados.

E4. RESISTENCIA A COMPRESIÓN, PANDEO TORSIONAL Y FLEJO-TORSIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección se aplica a miembros con simetría simple y asimétricos y ciertos miembros con simetría doble, tales como columnas cruciformes o armadas, con secciones compactas y no compactas, como se define en la Sección B4 para elementos solicitados en compresión uniforme. No se requiere aplicar estas disposiciones a ángulos simples, los que son tratados en la Sección E5.

La resistencia nominal a compresión, P_n , debe ser determinada basándose en el estado límite de pandeo por flexo-torsión y torsión, de la siguiente manera:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (E4-1)$$

(a) Para secciones doble ángulo y T en compresión:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (E4-2)$$

donde F_{cry} se toma como F_{cr} en Ecuación E3-2 o E3-3, para pandeo por flexión en torno al eje y de simetría y $\frac{KL}{r} = \frac{KL}{r_y}$, y

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (E4-3)$$

(b) Para todos los otros casos, F_{cr} debe ser determinado de acuerdo a Ecuación E3-2 o E3-3, usando la tensión de pandeo elástico torsional o flexo-torsional, F_e , determinado de la siguiente manera:

(i) Para miembros con simetría doble:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (E4-4)$$

(ii) Para miembros con simetría simple donde y es el eje de simetría:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (E4-5)$$

(iii) Para miembros asimétricos, F_e es la menor raíz de la ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0 \quad (E4-6)$$

donde

A_g = área bruta de miembro, cm^2 (mm^2)

C_w = constante de alabeo, cm^6 (mm^6)

$$\frac{1}{\bar{r}_o^2} = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (\text{E4-7})$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-8})$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2} \quad (\text{E4-9})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2} \quad (\text{E4-10})$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w + G J}{(K_z L)^2} \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-11})$$

G = módulo elástico de corte del acero = 790.000 kgf/cm^2 (77.200 MPa)

I_x, I_y = momento de inercia en torno de los ejes principales, cm^4 (mm^4)

J = constante torsional, cm^4 (mm^4)

K_z = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

X_o, Y_o = coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, cm (mm)

\bar{r}_o = radio de giro polar en torno al centro de corte, cm (mm)

r_y = radio de giro en torno al eje y , cm (mm)

Nota: Para secciones H con simetría doble C_w puede tomarse como $I_y h_o^2/4$, donde h_o es la distancia entre centroides de alas, en vez de realizar un análisis más preciso. Para secciones T y ángulos dobles, se omite el término con C_w cuando se calcula F_{ez} y se toma x_o como 0.

E5. ÁNGULO SIMPLE EN COMPRESIÓN

La *resistencia de compresión nominal*, P_n , para miembros ángulos simples debe ser determinada de acuerdo a la Sección E3 o Sección E7, la que corresponda, para miembros cargados axialmente, de la misma manera, los miembros que cumplen el criterio impuesto en Secciones E5(a) y E5(b) pueden ser diseñados como miembros cargados axialmente usando la razón de esbeltez efectiva especificada, KL/r .

Los efectos de excentricidad en ángulos simples pueden ser despreciados cuando los miembros son evaluados como miembros cargados axialmente en compresión usando una de las razones de esbeltez efectivas especificadas más abajo, cuando se cumple que:

- (1) los miembros son cargados en compresión en sus extremos a través de la misma ala;
- (2) miembros son conectados por soldadura o por lo menos con dos pernos; y
- (3) no existen cargas transversales intermedias.

(a) Para ángulos con alas iguales o alas desiguales conectadas en el ala más larga, que son almas de sección cajón o almas de enrejados planos con miembros de alma adyacentes, conectados al mismo lado de la placa gusset o cordón:

(i) Cuando $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 80$:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_x} \quad (E5-1)$$

(ii) Cuando $\frac{L}{r_x} > 80$:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (E5-2)$$

Para ángulos con alas desiguales y razón de longitud de ala menor que 1.7 y conectadas a través del ala corta, KL/r de las Ecuaciones E5-1 y E5-2 deben ser aumentados al sumarse $4[(b_f/b_s)^2 - 1]$, pero KL/r de los miembros no debe ser menor que $0.95L/r_z$.

(b) Para ángulos de alas iguales o alas desiguales conectadas a través del ala más larga, que son miembros de alma de cajas o enrejados espaciales con miembros de alma adyacentes conectados al mismo lado de la placa gusset o cordón:

(i) Cuando $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 75$:

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_x} \quad (E5-1)$$

(ii) Cuando $\frac{L}{r_x} > 75$:

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (E5-2)$$

Para ángulos con alas desiguales y razón de longitud de ala menor que 1.7, conectadas a través del ala corta, KL/r de las Ecuaciones E5-3 y E5-4 debe ser aumentados al sumarse $6[(b_f/b_s)^2 - 1]$ pero KL/r de los miembros no deben ser menor que $0.82L/r_z$

donde

L = longitud del miembro entre puntos de trabajo, cm (mm)

b_f = ala larga del ángulo, cm (mm)

b_s = ala corta del ángulo, cm (mm)

r_x = radio de giro en torno del eje geométrico paralelo al ala conectada, cm (mm)

r_z = radio de giro para el menor eje principal, cm (mm)

(c) Ángulos simples con diferentes condiciones extremas de las descritas en las Secciones E5(a) y E5(b), con razón de longitud de alas mayor que 1.7 o con cargas transversales deben ser evaluadas para combinación de cargas axiales con flexión usando

las disposiciones del Capítulo H. Conexiones en los extremos para alas diferentes o para ambas alas, el uso de pernos simples o la conexión de miembros de alma adyacentes a los lados opuestos de placas gusset o cordones, deben constituir diferentes condiciones extremas requiriendo el uso de las disposiciones del Capítulo H.

E6. MIEMBROS ARMADOS

1. Resistencia a Compresión

Esta sección aplica a los miembros constituidos por dos secciones que pueden ser: (a) interconectadas por pernos o soldadura; o (b) con por lo menos un lado abierto interconectado por placas de cubierta perforadas o enlaces con placa de asiento. Las conexiones en los extremos deben ser soldadas o con pernos pretensionados contra superficies de contacto Clase A o B.

(a) La *resistencia de compresión nominal* de miembros armados compuestos por dos secciones que están interconectadas por pernos o soldaduras debe ser determinada de acuerdo a Secciones E3, E4 o E7 solicitados a las siguientes modificaciones. En vez de realizar un análisis más preciso, si el modo de pandeo involucra deformaciones relativas que producen fuerzas de corte en los conectores entre secciones individuales, KL/r debe ser reemplazado por $(KL/r)_m$ determinado de la siguiente manera:

i) Para conectores intermedios que son pernos de apriete calibrado:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \tag{E6-1}$$

ii) Para conectores intermedios soldados o con pernos pretensionados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \tag{E6-2}$$

donde

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = esbeltez modificada de columna para el miembro armado

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ = esbeltez de columna del miembro armado actuando como una unidad en la dirección de pandeo considerado

a = distancia entre conectores, cm (mm)

r_i = radio de giro mínimo del componente individual, cm (mm)

r_{ib} = radio de giro del componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro, cm (mm)

α = razón de separación = $h/2r_{ib}$

h = distancia entre centroides de los componentes individuales medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro, cm (mm)

b) La resistencia de compresión nominal de miembros constituidos por dos o más perfiles o placas y al menos un lado abierto interconectado por placas de cubierta perforada o enlaces con placas de asiento debe ser determinada de acuerdo con las Secciones E3, E4, o E7 sujeto a la modificación dada en Sección E6.1 (a).

2. Requerimientos de Dimensionamiento

Los componentes individuales de miembros en compresión compuestos de dos o más secciones deben ser conectados uno al otro a intervalos, a , de manera tal que la esbeltez efectiva Ka/r_i de cada sección componente, entre los sujetadores, no debe exceder 3/4 veces la razón de esbeltez que controla el diseño del miembro armado. El radio de giro menor, r_i , debe ser usado en el cálculo de la razón de esbeltez de cada parte componente. La conexión extrema será soldada o con pernos pretensionados contra superficies de contacto Clase A o B.

Nota: Se acepta diseñar una conexión extrema con pernos del miembro armado en compresión para una carga de compresión completa con pernos en corte y valores de perno basados en aplastamiento; sin embargo, los pernos deben ser pretensionados. El requerimiento para superficies de contacto Clase A y B no está pensado para la resistencia de fuerza axial en el miembro armado, sino más bien para prevenir el movimiento relativo entre los componentes en sus extremos cuando el miembro armado se curva.

En los extremos de miembros armados en compresión apoyados en placas base o superficies terminadas, todos los componentes en contacto uno con otro deben estar conectados por una soldadura que tenga un longitud no menor que el ancho máximo del miembro o por pernos espaciados longitudinalmente no más allá de cuatro diámetros o de una distancia igual a 1½ veces el máximo espesor del miembro.

A lo largo del miembro armado en compresión entre las conexiones extremas requeridas anteriormente, la separación longitudinal para soldaduras intermedias o pernos deben ser adecuadas para producir la transferencia de las fuerzas requeridas. Para los límites de separación longitudinal entre conectores de elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil o dos placas, ver Sección J3.5. Cuando un componente de un miembro armado en compresión consiste en una placa externa, el máximo espaciamiento no debe exceder el producto del espesor de la placa externa más delgada por $0.75\sqrt{E/F_y}$, ni 305 mm, cuando son provistas soldaduras intermitentes a lo largo de bordes de los componentes o conectores son provistos en todos los ejes de remaches en cada sección. Cuando los conectores están alternados, el máximo espaciamiento de cada eje de remaches no debe exceder el producto del espesor de la placa externa más delgada por $1.12\sqrt{E/F_y}$, ni 460 mm.

Los lados abiertos de miembros en compresión armados con placas o perfiles deben ser provistos con placas de cubierta perforadas con una sucesión de hoyos de acceso. Se supone que el ancho no soportado de dichas placas con hoyos de acceso, como se define en la Sección B4, contribuye a la resistencia disponible sólo si los siguientes requerimientos se cumplen:

- (1) La razón ancho/espesor debe satisfacer las limitaciones de la Sección B4.

Nota: Es conservador usar una razón ancho/espesor límite para el Caso 14 en la Tabla B4.1 con un ancho, b , tomado como la distancia transversal entre la línea de conectores más cercana. El área neta de la placa es tomada en el agujero más ancho. En vez de realizar este alcance, la razón ancho/espesor límite puede ser determinada por medio de análisis.

- (2) La razón entre longitud (en dirección del esfuerzo) y ancho de la perforación no debe exceder a dos
- (3) La distancia libre entre perforaciones en la dirección del esfuerzo no debe ser menor que la distancia transversal entre líneas próximas de conectores o soldaduras.
- (4) La periferia de las perforaciones en todos los puntos debe tener un radio mínimo de 38 mm.

Como alternativa a las placas de cubierta perforadas, cuando se interrumpe el enlace, se permiten enlaces con placas de asiento en cada extremo y en puntos intermedios. Las placas de asiento deben quedar tan cerca de los extremos como la práctica lo permita. En miembros que proveen resistencia disponible, las placas de asiento extremo deben tener una longitud no menor que la distancia entre líneas de sujetadores o soldaduras que conectan a los componentes del miembro. Placas de asiento intermedias deben tener una longitud no menor que un medio de su distancia. El espesor de las placas de asiento debe ser no menores que un quinto de la distancia entre líneas de soldadura o sujetadores que conectan a los segmentos de los miembros. En construcción soldada, el soldado de cada línea que conecta la placa de asiento debe totalizar no menos que un tercio de la longitud de placa. En construcción apernada, el espaciamiento en la dirección de tensión en placas de asiento deben ser no mayores que seis diámetros y las placas de asiento deben estar conectadas a cada segmento por lo menos con tres sujetadores.

Enlaces mediante barras planas, ángulos, canales u otro perfil, deben estar suficientemente espaciado de manera tal que la razón L/r del ala incluida entre sus conectores no debe exceder tres cuartas veces la razón de esbeltez que controla el diseño del miembro como un todo. Deben proveerse enlaces para dar resistencia al corte normal al eje del miembro igual a 2% de la resistencia a compresión disponible del miembro. La razón L/r para barras de enlace dispuestas en sistemas individuales no debe exceder 140. Para enlaces dobles esta razón no debe exceder 200. Barras de enlace doble deben estar unidas en sus intersecciones. Para barras de enlace en compresión, l se puede tomar como la longitud sin soporte de la barra de enlace entre soldaduras o sujetadores que las conectan a los componentes del miembro armado para enlaces simples, y un 70% de esa distancia para enlaces dobles.

Nota: La inclinación de barras de enlace al eje del miembro debe preferiblemente no ser inferior a 60° para enlaces simples y a 45° para enlaces dobles. Cuando la distancia entre las líneas de soldaduras o sujetadores en las alas es más de 380 mm, el enlace debe preferiblemente duplicarse o ser hecho mediante ángulos.

Para requerimientos de espaciamiento adicional, ver Sección J3.5.

E7. MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con elementos esbeltos, como se define en la Sección B4 para elementos en compresión uniforme.

La *resistencia de compresión nominal*, P_n , debe ser determinada basándose en el estado límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (E7-1)$$

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad (\text{o } F_e \geq 0.44 QF_y)$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{QF_y}{F_c} \right] F_y \quad (E7-2)$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad (\text{o } F_e < 0.44 QF_y)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (E7-3)$$

donde

F_e = tensión crítica de pandeo elástico, calculada usando Ecuaciones E3-4 y E4-4 para miembros con simetría doble, Ecuaciones E3-5 y E4-5 para miembros con simetría simple y Ecuación E4-6 para miembros asimétricos, excepto para ángulos simples donde F_e se calcula usando la Ecuación E3-4.

Q = 1.0 para miembros sin elementos esbeltos, como se define en Sección B4, para elementos en compresión uniforme.

= $Q_s Q_a$ para miembros con secciones de elementos esbeltos, como se define en Sección B4, para elementos en compresión uniforme.

Nota: Para secciones compuestas solamente por elementos esbeltos no atiesados, $Q = Q_s$ ($Q_a = 1.0$). Para secciones compuestas solamente por elementos esbeltos atiesados, $Q = Q_a$ ($Q_s = 1.0$). Para secciones compuestas por ambos elementos esbeltos no atiesados y atiesados, $Q = Q_s Q_a$.

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Q_s

El factor de reducción Q_s para elementos esbeltos no atiesados se define a continuación:

(a) Para alas, ángulos y placas proyectadas de columnas laminadas u otro miembro en compresión:

$$(i) \text{ Cuando } \frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.0 \quad (E7-4)$$

$$(ii) \text{ Cuando } 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (E7-5)$$

$$(iii) \text{ Cuando } \frac{b}{t} \geq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{E7-6}$$

(b) Para alas, ángulos y placas proyectadas de columnas armadas u otro miembro en compresión:

(i) Cuando $\frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \tag{E7-7}$$

(ii) Cuando $0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \tag{E7-8}$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{E7-9}$$

donde

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, y para efectos de cálculo debe tomarse no menor que 0.35 ni mayor que 0.76.

(c) Para ángulos simples:

(i) Cuando $\frac{b}{t} \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \tag{E7-10}$$

(ii) Cuando $0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{E7-11}$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{E7-12}$$

donde

b = ancho completo del ala de ángulo más larga, cm (mm)

(d) Para alma de secciones T:

$$(i) \text{ Cuando } \frac{d}{t} \leq 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Q_s = 1.0 \quad (E7-13)$$

$$(ii) \text{ Cuando } 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Q_s = 1.908 - 1.22 \left(\frac{d}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (E7-14)$$

$$(iii) \text{ Cuando } \frac{d}{t} \geq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{d}{t} \right)^2} \quad (E7-15)$$

donde

b = ancho del elemento no atiesado en compresión, como se define en Sección B4, cm (mm)

d = profundidad nominal completa de la sección T, cm (mm)

t = espesor del elemento, cm (mm)

2. Elementos Esbeltos Atiesados, Q_a

El factor de reducción, Q_a , para elementos esbeltos atiesados se define a continuación:

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A} \quad (E7-16)$$

donde

A = área seccional total del miembro, cm^2 (mm^2)

A_{eff} = suma de las áreas efectivas de las secciones basadas en el ancho efectivo reducido, b_e , cm^2 (mm^2)

El ancho efectivo reducido, b_e , se determina de la siguiente manera:

(a) Para elementos esbeltos en compresión uniforme, con $\frac{b}{t} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{f}}$, excepto para alas de tubos cuadrados y rectangulares de espesor uniforme:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (E7-17)$$

donde

f se toma como F_{cr} con F_{cr} calculada con $Q = 1.0$

(b) Para alas de elementos esbeltos de tubos cuadrados y rectangulares en compresión uniforme con : $\frac{b}{t} \geq 1.40 \sqrt{\frac{E}{f}}$

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (\text{E7-18})$$

donde

$$f = P_n / A_{eff}$$

Nota: En vez de calcular $f = P_n / A_{eff}$, que requiere iteración, f puede ser tomada igual a F_y . Esto resulta en una estimación levemente conservadora en la capacidad de la columna.

(c) Para tubos circulares cargados axialmente, cuando $0.11 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45 \frac{E}{F_y}$

$$Q = Q_a = \frac{0.038E}{F_y} \left(\frac{D}{t} \right) + \frac{2}{3} \quad (\text{E7-19})$$

donde

D = diámetro exterior, cm (mm)

t = espesor de pared, cm (mm)

CAPÍTULO F

DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

Este capítulo abarca el diseño de miembros solicitados por flexión simple en torno a un eje principal. Para flexión simple, el miembro es cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o es restringido al giro en los puntos de carga y los apoyos.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- F1. Disposiciones Generales
- F2. Miembros Compactos de Sección H de Simetría Doble y Canales Flectados en torno a su Eje Mayor
- F3. Miembros de Sección H de Simetría Doble con Almas Compactas y Alas No Compactas o Esbeltas Flectados en torno a su Eje Mayor
- F4. Otros Miembros de Sección H con Almas Compactas o No Compactas Flectados en torno a su Eje Mayor
- F5. Miembros de Sección H de Simetría Doble y Simple con Almas Esbeltas Flectados en torno a su Eje Mayor
- F6. Miembros de Sección H y Canales Flectados en torno a su Eje Menor
- F7. Perfiles Tubulares Cuadrados y Rectangulares
- F8. Perfiles Tubulares Circulares
- F9. Secciones T y Ángulos Dobles cargados en el Plano de Simetría
- F10. Ángulos Simples
- F11. Barras Rectangulares y Circulares
- F12. Secciones Asimétricas
- F13. Requisitos Dimensionales de Vigas

Nota: Para los casos que no se incluyen en este capítulo, las siguientes secciones aplican:

- H1-H3. Miembros solicitados por flexión biaxial o por combinación de flexión y carga axial.
- H4. Miembros solicitados por flexión y torsión.
- Apéndice 3. Miembros solicitados por fatiga.
- Capítulo G. Disposiciones de diseño al corte.

Para ayuda en la determinación de la sección apropiada de este capítulo a aplicar, puede ser usada la Tabla Nota F1.1.

Tabla Nota F 1.1
Tabla de Selección para la Aplicación
de las Secciones del Capítulo F

Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Ala	Esbeltez Alma	Estados Límite
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Pe	N/A	N/A	Todos

Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto

F1. DISPOSICIONES GENERALES

La *resistencia de diseño en flexión*, $\Phi_b M_n$, y la *resistencia admisible en flexión*, M_n/Ω_b , deben ser determinadas de la siguiente manera:

- (1) Para todas las disposiciones del capítulo:

$$\Phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

y la *resistencia de flexión nominal*, M_n , debe ser determinada de acuerdo con las Secciones F2 hasta F12.

- (2) Las disposiciones en este capítulo están basadas en la suposición de que los puntos de apoyo de vigas están restringidos contra la rotación en torno al eje longitudinal (volcamiento).

Los siguientes términos son comunes en las ecuaciones de este capítulo excepto donde se diga lo contrario:

C_b = factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento.

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0 \quad (\text{F1-1})$$

donde

M_{\max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m (N-mm)

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)

M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)

R_m = parámetro de monosimetría de la sección transversal

= 1.0 para miembros con doble simetría

= 1.0 para miembros con simple simetría solicitados a flexión con curvatura simple

= $0.5 + 2 \left(\frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2$, miembros con simple simetría solicitados por flexión con doble curvatura

I_y = momento de inercia en torno al eje principal y, cm^4 (mm^4)

I_{yc} = momento de inercia del ala en compresión en torno al eje principal y, o si flexión es en curvatura reversible, el momento de inercia de la menor ala, cm^4 (mm^4)

En miembros con simetría simple solicitados por flexión con curvatura simple, la resistencia de pandeo lateral-torsional debe ser verificada para ambas alas. La resistencia

disponible de flexión debe ser mayor o igual que el máximo momento requerido que causa compresión del ala bajo consideración.

Es permitido tomar conservadoramente C_b igual a 1.0 en todos los casos. Para voladizos o extremos colgados donde el extremo libre no está arriostrado, $C_b = 1.0$.

Nota: Para miembros con simetría doble y sin cargas transversales entre puntos de arriostramiento, la Ecuación F1-1 se reduce a 2.27 para el caso de momentos extremos iguales de signo opuesto y a 1.67 cuando uno de los momentos extremos es igual a cero.

F2. MIEMBROS COMPACTOS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE Y CANALES FLECTADAS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta sección aplica a miembros de sección H con simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor, teniendo almas compactas y alas compactas como se define en la Sección B4.

Nota: Todos los perfiles de uso común ASTM A6 W, S, M, C y MC excepto W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12, W8x31, W8x10, W6x15, W6x9, W6x8.5 y MC4x6 tienen alas compactas para $F_y = 3520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa); todos los perfiles de uso común ASTM A6 W, S, M, HP, C y MC tienen almas compactas para $F_y \leq 4590 \text{ kgf/cm}^2$ (450 MPa).

La resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \tag{F2-1}$$

donde

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

2. Pandeo Lateral-Torsional

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \tag{F2-2}$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \tag{F2-3}$$

donde:

L_b = longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos la-

terales de compresión de ala o arriostrados contra giro de la sección, cm (mm)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{F2-4})$$

donde:

E = módulo de elasticidad del acero = 2.04×10^6 kgf/cm² (200 000 Mpa)

J = constante torsional, cm⁴ (mm⁴)

S_x = módulo de sección elástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

Nota: El término raíz cuadrada en Ecuación F2-4 puede tomarse conservadoramente igual a 1.0.

Las longitudes límites L_p y L_r se determinan a continuación:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F2-5})$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E Jc}\right)^2}}} \quad (\text{F2-6})$$

donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (\text{F2-7})$$

$$c = 1.0; \text{ para secciones H con simetría doble} \quad (\text{F2-8a})$$

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}; \text{ para canales, donde} \quad (\text{F2-8b})$$

h_o = distancia entre centroides de alas, cm (mm)

Nota: Si se toma el término raíz cuadrada conservadoramente igual a 1.0 en Ecuación F2-4, Ecuación F2-6 se reduce a:

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}}$$

Se debe tener presente que esta aproximación puede ser extremadamente conservadora.

Para secciones H con doble simetría y alas rectangulares, $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ y entonces Ecuación F2-7 se reduce a:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x}$$

r_{ts} puede ser aproximado conservadoramente como el radio de giro del ala en compresión más un sexto del alma:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{b_f t_f} \right)}}$$

F3. MIEMBROS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE CON ALMAS COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta sección aplica a miembros de sección H con doble simetría flectados en torno a su eje mayor, teniendo almas compactas y alas no compactas o esbeltas como se define en la Sección B4 para flexión.

Nota: Los siguientes perfiles poseen alas no compactas para $F_y = 3520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa): W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12, W8x31, W8x10, W6x15, W6x9, W6x8.5 y M4x6. Todos los otros perfiles ASTM A6 W, S, M y HP tienen almas compactas para $F_y \leq 3520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa).

La resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala en compresión.

1. Pandeo Lateral Torsional

Deben aplicarse las disposiciones de la Sección F2.2 para pandeo latera-torsional.

2. Pandeo Local Ala en Compresión

(a) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \tag{F3-1}$$

(b) Para secciones con alas esbeltas

$$\Omega_t = 2.00 \tag{F3-2}$$

donde:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ es la esbeltez límite para ala compacta, Tabla B4.1

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ es la esbeltez límite para ala no compacta, Tabla B4.1

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$; para propósitos de cálculo no debe tomarse menor que 0.35 ni mayor que 0.76

F4. OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta sección aplica para: (a) miembros de sección H de simetría doble flectados en torno a su eje mayor con almas no compactas; y (b) miembros de sección H de simetría simple cuyas almas están conectadas a la mitad del ancho de alas, se encuentran flectados en torno a su eje mayor y presentan almas compactas o no compactas, como se define en la Sección B4 para flexión.

Nota: Los miembros con sección H mencionados en esta sección pueden ser diseñados conservadoramente usando la Sección F5.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia del ala en compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala en compresión y fluencia del ala en tracción.

1. Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (F4-1)$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (F4-2)$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (F2-3)$$

donde:

$$M_{yc} = F_y S_{xc} \quad (F4-4)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \quad (F4-5)$$

Para $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$, J debe tomarse como cero.

La tensión, F_L , debe ser determinada como sigue:

(i) Cuando $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$

$$F_L = 0.7 F_y \quad (F4-6a)$$

(ii) Cuando $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5 F_y \tag{F4-6b}$$

La longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, L_p , debe ser determinada como:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{F4-7}$$

La longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo inelástico lateral-torsional, L_r , debe ser determinada como:

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_L}{E} \frac{S_{xc} h_o}{J} \right)^2}} \tag{F4-8}$$

El factor de plastificación del alma, R_{pc} , debe ser determinado como:

(i) Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{F4-9a}$$

(ii) Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$ (F4-9b)

donde:

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}}$$

$$M_p = Z_x F_y \leq 1.65 S_{xc} F_y$$

S_{xc}, S_{xt} = módulo de sección elástico referido al ala en compresión y tracción, respectivamente, $\text{cm}^3 (\text{mm}^3)$

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

λ_{pw} = λ_p es la esbeltez límite para alma compacta, Tabla B4.1

λ_{rw} = λ_r es la esbeltez límite para alma no compacta, Tabla B4.1

El radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional, r_t , se debe determinar de acuerdo a lo siguiente:

(i) Para secciones H con ala rectangular en compresión

$$r_t = \frac{b f_c}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \tag{F4-10}$$

donde:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (\text{F4-11})$$

b_{fc} = ancho del ala en compresión, cm (mm)

t_{fc} = espesor del ala en compresión, cm (mm)

(ii) Para secciones H con canales o placas de cubierta fijadas al ala en compresión:

r_t = radio de giro de los componentes de ala en compresión por flexión más un tercio del área de alma en compresión debido sólo a la aplicación de momento de flexión en torno al eje mayor, cm (mm)

a_w = la razón entre dos veces el área del alma en compresión debido sólo a la aplicación de momento de flexión en torno al eje mayor y el área de los componentes del ala en compresión

Nota: Para secciones H con alas rectangulares en compresión, r_t puede ser aproximado conservadoramente como el radio de giro del ala en compresión más un sexto de la porción en compresión del alma; en otras palabras,

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} a_w \right)}}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresión

(a) Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala en compresión.

(b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{F4-12})$$

(c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad (\text{F4-13})$$

donde:

F_L = es definido en Ecuaciones F4-6a y F4-6b.

R_{pc} = es el factor de plastificación del alma, determinado por Ecuación F4-9.

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ y no debe tomarse menor que 0.35 ni mayor que 0.76 para propósitos de cálculo

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ es la esbeltez límite para ala compacta, Tabla B4.1

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ es la esbeltez límite para ala no compacta, Tabla B4.1

4. Fluencia del Ala en Tracción

(a) Cuando $S_{xt} \geq S_{xc}$, no aplica el estado límite de fluencia del ala en tracción.

(b) Cuando $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = R_{pt}M_{yt} \tag{F4-14}$$

donde:

$$M_{yt} = F_y S_{xt}$$

El factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia del ala en tracción, R_{pt} , se determina como se indica a continuación:

(i) Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{F4-15a}$$

(ii) Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{F4-15b}$$

donde:

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$, es la esbeltez límite para alma compacta, Tabla B4.1

$\lambda_{rw} = \lambda_{pr}$, es la esbeltez límite para alma no compacta, Tabla B4.1

F5. MIEMBROS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE Y SIMPLE CON ALMAS ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta sección aplica para miembros de sección H de simetría doble y simple con almas esbeltas conectadas a la mitad del ancho de alas y flectados en torno a su eje mayor como se define en la Sección B4.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia del ala en compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala en compresión y fluencia del ala en tracción.

1. Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \quad (\text{F5-1})$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (\text{F5-2})$$

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \quad (\text{F5-3})$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \leq F_y \quad (\text{F5-4})$$

donde:

L_p se define por la Ecuación F4-7

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \quad (\text{F5-5})$$

R_{pg} es el factor de reducción de resistencia en flexión:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{F5-6})$$

a_w se define por la Ecuación F4-11 pero no debe exceder de 10

r_t es el radio de giro efectivo para pandeo lateral como se define en la Sección F4

3. Pandeo Local de Ala en Compresión

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (\text{F5-7})$$

(a) Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala en compresión

(b) Para secciones con alas no compactas

$$F_{cr} = \left[F_y - (0.3F_y) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (\text{F5-8})$$

(c) Para secciones con alas esbeltas

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2} \tag{F5-9}$$

donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \text{ y no debe tomarse menor que 0.35 ni mayor que 0.76 para propósitos de cálculo.}$$

$$\lambda = \frac{b_f c}{2t_f c}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, es la esbeltez límite para ala compacta, Tabla B4.1

$\lambda_{rf} = \lambda_r$, es la esbeltez límite para ala no compacta, Tabla B4.1

4. Fluencia del Ala en Tracción

(a) Cuando $S_{xt} \geq S_{xc}$, no aplica el estado límite de fluencia del ala en tracción

(b) Cuando $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = F_y S_{xt} \tag{F5-10}$$

F6. MIEMBROS DE SECCIÓN H Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MENOR

Esta sección aplica para miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje menor.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local del ala.

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.60 F_y S_y \tag{F6-1}$$

2. Pandeo Local de Ala

(a) Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local.

Nota: Todos los perfiles actuales ASTMA6 W, S, M, C y MC excepto W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12, W8x31, W8x10, W6x15, W6x9, W6x8.5 y M4x6 tienen alas compactas para $F_y = 3520 \text{ kgf/cm}^2 (345 \text{ MPa})$.

(b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{F6-2})$$

(c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_{cr} S_y \quad (\text{F6-3})$$

donde

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (\text{F6-4})$$

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ es la esbeltez límite para ala compacta, Tabla B4.1

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ es la esbeltez límite para ala no compacta, Tabla B4.1

S_y para un canal debe tomarse como el módulo de sección mínimo.

F7. PERFILES TUBULARES CUADRADOS Y RECTANGULARES

Esta sección aplica a miembros de sección tubular cuadrados y rectangulares flectados en torno a cualquier eje, teniendo almas compactas o no compactas y alas compactas, no compactas o esbeltas como se define en Sección B4.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala y pandeo local del alma en flexión pura.

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{F7-1})$$

donde

Z = módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión, cm^3 (mm^3).

2. Pandeo Local de Ala

(a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.

(b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (\text{F7-2})$$

(c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_y S_{eff} \tag{F7-3}$$

donde

S_{eff} es el módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del ala en compresión tomado como:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \tag{F7-4}$$

3. Pandeo Local de Alma

(a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.

(b) Para secciones con almas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \tag{F7-5}$$

F8. PERFILES TUBULARES CIRCULARES

Esta sección aplica a miembros de sección tubular circular que posean una razón D/t menor que $\frac{0.45E}{F_y}$.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local.

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \tag{F8-1}$$

2. Pandeo Local

(a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local

(b) Para secciones no compactas

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S \tag{F8-2}$$

(c) Para secciones con paredes esbeltas

$$M_n = F_{cr} S \tag{F8-3}$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{\frac{D}{t}} \quad (\text{F8-4})$$

$S =$ módulo de sección elástico, cm^3 (mm^3)

F9. SECCIONES T Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA

Esta sección aplica a miembros de sección T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala.

1. Fluencia

$$M_n = M_p \quad (\text{F9-1})$$

donde

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \text{ para almas en tracción} \quad (\text{F9-2})$$

$$\leq M_y \text{ para almas en compresión} \quad (\text{F9-3})$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (\text{F9-4})$$

donde

$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (\text{F9-5})$$

El valor positivo de B aplica cuando el alma está en tracción y el signo menos aplica cuando el alma está en compresión. Si el extremo no atiesado del alma está en compresión en cualquier parte a lo largo de la longitud no arriestrada, debe ser utilizado el valor negativo de B .

3. Pandeo Local de Alas de Sección T

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \quad (\text{F9-6})$$

S_{xc} es el módulo de sección elástico referido al ala en compresión.

F_{cr} se determina a continuación:

- (a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala
- (b) Para secciones no compactas

$$F_{cr} = F_y \left(1.19 - 0.50 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \tag{F9-7}$$

- (c) Para secciones con elementos esbeltos

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \tag{F9-8}$$

F10. ÁNGULOS SIMPLES

Esta sección aplica para ángulos simples con o sin restricción lateral continua a lo largo de su longitud.

Los ángulos simples con restricción lateral-torsional continua a lo largo de su longitud podrán ser diseñados basándose en flexión en torno de sus ejes geométricos (x, y). Ángulos simples sin restricción lateral-torsional continua a lo largo de su longitud deben ser diseñados usando las disposiciones para flexión en torno a sus ejes principales excepto cuando se permita aplicar las disposiciones para flexión en torno a sus ejes geométricos.

Nota: Para el diseño respecto de los ejes geométricos, se deberán usar las propiedades de la sección calculadas en torno a los ejes x e y del ángulo, paralelo y perpendicular a las alas. Para el diseño respecto de los ejes principales, se deberán usar las propiedades de la sección calculadas en torno a los ejes principales mayor y menor del ángulo.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala.

1. Fluencia

$$M_n = 1.5 M_y \tag{F10-1}$$

donde

M_y = momento de primera fluencia en torno al eje de flexión, T-m (N-mm)

2. Pandeo Lateral-Torsional

Para ángulos simples sin restricción continua al pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud.

(a) Cuando $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17 M_e}{M_y} \right) M_y \quad (\text{F10-2})$$

(b) Cuando $M_e > M_y$

$$M_n = \left(1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1.5 M_y \quad (\text{F10-3})$$

donde

M_e , el momento de pandeo elástico lateral-torsional, es determinado de acuerdo a lo siguiente:

(i) Para flexión en torno a uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales sin arriostamiento lateral-torsional:

(a) Con máxima compresión en el borde extremo

$$M_e = \frac{0.66 E b^4 I C_b}{L^2} \left(\sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{L t}{b^2} \right)^2} - 1 \right) \quad (\text{F10-4a})$$

(b) Con máxima tracción en el borde extremo

$$M_e = \frac{0.66 E b^4 I C_b}{L^2} \left(\sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{L t}{b^2} \right)^2} + 1 \right) \quad (\text{F10-4b})$$

M_y debe tomarse como 0.80 veces el momento de primera fluencia calculado usando el módulo de sección elástico en torno al eje geométrico.

Nota: M_n puede tomarse como M_y , para ángulos simples cuyo borde inferior del ala vertical esté comprimido, y la razón de luz/alto sea menor o igual que $\frac{1.64 E}{F_y} \sqrt{\left(\frac{t}{b} \right)^2 - 1.4 \frac{F_y}{E}}$.

(ii) Para flexión en torno uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales con arriostamiento lateral-torsional solamente en el punto de máximo momento:

M_e debe tomarse como 1.25 veces el valor de M_e calculado usando la Ecuación F10-4a o F10-4b.

M_y debe tomarse como el momento de primera fluencia calculado usando el módulo elástico geométrico.

(iii) Para flexión en torno del eje principal mayor de un ángulo de alas iguales:

$$M_e = \frac{0.46 E b^2 t^2 C_b}{L} \quad (\text{F10-5})$$

(iv) Para flexión en torno del eje principal mayor de un ángulo de alas desiguales:

$$M_e = \frac{4.9EI_z C_b}{L^2} \left(\sqrt{\beta_w^2 + 0.052 \left(\frac{Lt}{r_z} \right)^2} + \beta_w \right) \tag{F10-6}$$

donde

C_b es calculado usando la Ecuación F1-1 con un valor máximo de 1.5

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm)

I_z = momento de inercia del eje principal menor, cm^4 (mm^4)

r_z = radio de giro del eje principal menor, cm (mm)

t = espesor de ala del ángulo, cm (mm)

β_w = propiedad de la sección para ángulos de alas desiguales; positivo para alas cortas en compresión y negativo para alas largas en compresión. Cuando el ala larga esta en compresión en cualquier parte a lo largo de la longitud no arriostrada del miembro, deberá usarse el valor negativo de β_w .

Nota: La ecuación para β_w y los valores para tamaños de ángulos comunes se presentan listados en el Comentario.

3. Pandeo Local de Ala

El estado límite de pandeo local del ala aplica cuando el borde extremo del ala está en compresión.

(a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala

(b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = F_y S_c \left(2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \tag{F10-7}$$

(c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_{cr} S_c \tag{F10-8}$$

donde

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \tag{F10-9}$$

b = ancho exterior del ala en compresión, cm (mm)

S_c = módulo de sección elástico referido al borde exterior en compresión relativo al eje de flexión, cm^3 (mm^3). Para flexión en torno a uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales sin arriostramiento lateral-torsional, S_c debe ser 0.80 veces el módulo de sección en torno al eje geométrico.

F11. BARRAS RECTANGULARES Y CIRCULARES

Esta sección aplica a barras rectangulares y circulares flectadas en torno de cualquiera de sus ejes geométricos.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo lateral-torsional.

1. Fluencia

Para barras rectangulares con $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$ flectadas en torno a su eje mayor, barras rectangulares flectada en torno a su eje menor y barras circulares:

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 M_y \quad (\text{F11-1})$$

2. Pandeo Lateral Torsional

(a) Para barras rectangulares con $\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y}$ flectada en torno a su eje mayor:

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (\text{F11-2})$$

(b) Para barras rectangulares con $\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y}$ flectada en torno a su eje mayor:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{F11-3})$$

donde

$$F_{cr} = \frac{1.9EC_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \quad (\text{F11-4})$$

t = ancho de barra rectangular paralelo al eje de flexión, cm (mm)

d = altura de barra rectangular, cm (mm)

L_b = longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamiento lateral en la región de compresión, o entre puntos arriostrados para prevenir el giro de la sección, cm (mm)

(c) Para barras circulares y barras rectangulares flectadas en su eje menor, no necesita ser considerado el estado límite de pandeo lateral-torsional.

F12. SECCIONES ASIMÉTRICAS

Esta sección aplica a todos los perfiles asimétricos, excepto ángulos simples.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento de primera fluencia), pandeo lateral-torsional,

y pandeo local donde

$$M_n = F_n S \quad (\text{F12-1})$$

donde

S = el menor módulo de sección elástico referido al eje de flexión, cm^3 (mm^3)

1. Fluencia

$$F_n = F_y \quad (\text{F12-2})$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (\text{F12-3})$$

donde

F_{cr} = tensión de pandeo para la sección determinada mediante análisis, kgf/cm^2 (MPa)

Nota: En el caso de miembros de sección Z , se recomienda que F_{cr} se tome como $0.5 F_{cr}$ de un canal con las mismas propiedades de ala y alma.

3. Pandeo Local

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (\text{F12-4})$$

donde

F_{cr} = tensión de pandeo para la sección determinada mediante análisis, kgf/cm^2 (MPa)

F13. REQUISITOS DIMENSIONALES DE VIGAS

1. Reducciones por Perforaciones

Esta sección aplica a perfiles laminados o armados y vigas con placas de cubierta con perforaciones, dimensionadas con base en la resistencia a flexión de la sección bruta.

Además de los estados límite especificados en otras secciones de este capítulo, la resistencia de flexión nominal, M_n , debe quedar restringida por el estado límite de rotura del ala en tracción.

(a) Cuando $F_u = A_f n \geq Y_t F_y A_f g$, no aplica el estado límite de rotura en tracción

(b) Cuando $F_u = F_f n < Y_t F_y A_f g$, la resistencia de flexión nominal, M_n , en la ubicación de las perforaciones en el ala traccionada, no debe tomarse mayor que

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \quad (\text{F13-1})$$

donde

A_{fg} = área bruta del ala traccionada, calculada de acuerdo con las disposiciones de la Sección D3.1, cm^2 (mm^2)

A_{fn} = área neta del ala traccionada, calculada de acuerdo con las disposiciones de la Sección D3.2, cm^2 (mm^2)

Y_t = 1.0 para $F_y/F_u \leq 0.8$
1.1 en otros casos

2. Valores límites de las dimensiones de Miembros con Sección H

Miembros de sección H con simetría simple deben satisfacer el siguiente límite:

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (\text{F13-2})$$

Miembros de sección H con almas esbeltas también deben satisfacer los siguientes límites:

(a) Cuando

$$\frac{a}{h} \leq 1.5$$

$$\left(\frac{h}{t_w} \right)_{\max} = 11.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F13-3})$$

(b) Cuando

$$\frac{a}{h} > 1.5$$

$$\left(\frac{h}{t_w} \right)_{\max} = \frac{0.42E}{F_y} \quad (\text{F13-4})$$

donde

a = distancia libre entre atiesadores transversales, cm (mm)

En vigas altas sin atiesadores, h/t_w no debe exceder de 260. La razón entre el área del alma y del ala en compresión no debe exceder de 10.

3. Placas de Cubierta

Las alas de las vigas soldadas pueden variar en espesor o ancho al traslaparle una serie de placas o usando placas de cubierta.

En vigas reforzadas con placas de cubierta conectadas con pernos, el área total de las placas agregadas no debe exceder de 70% del área total del ala.

Los pernos de alta resistencia o la soldadura que conecta el ala al alma, o placas de cubierta al ala, deben ser dimensionados para resistir un corte horizontal total resultante de las fuerzas de flexión en la viga. La distribución longitudinal de estos pernos o soldaduras intermitentes debe ser en proporción a la intensidad del corte.

Sin embargo, el espaciamiento longitudinal no debe exceder del máximo especificado para miembros en compresión o tracción en Secciones E6 o D4, respectivamente. Los pernos o soldadura que conectan el ala al alma deben también ser dimensionados para transmitir al alma cualquier carga aplicada directamente sobre el ala, a no ser que se disponga una forma de transmitir tales cargas mediante apoyo directo.

Las placas de cubierta de longitud parcial deben extenderse más allá del punto teórico de corte y la extensión debe quedar conectada a la viga por pernos de alta resistencia mediante una conexión de deslizamiento crítico o por soldadura de filete. Esta unión debe ser adecuada, en la resistencia aplicable dada por Secciones J2.2, J3.8 o B3.9 para desarrollar el aporte de resistencia a flexión de la placa de cubierta en la viga en el punto teórico de corte.

Para placas de cubierta soldadas, las soldaduras que conectan el borde de la placa de cubierta a la viga deben ser continuas a lo largo de ambos bordes de la placa de cubierta en la longitud a' , definida abajo, y debe ser adecuada para desarrollar el aporte de resistencia a flexión de la placa a la resistencia en flexión de la viga a una distancia a' desde el extremo de la placa de cubierta.

- (a) Cuando hay una soldadura continua igual o mayor que tres cuartos del espesor de placa a través del extremo de la placa

$$a' = w \quad (\text{F13-5})$$

donde

$$w = \text{ancho de la placa de cubierta, cm (mm)}$$

- (b) Cuando hay una soldadura continua menor que tres cuartos del espesor de placa a través del extremo de la placa

$$a' = 1.5 w \quad (\text{F13-6})$$

- (c) Cuando no hay soldadura a través del extremo de la placa

$$a' = 2 w \quad (\text{F13-7})$$

4. Vigas Armadas

Cuando dos o más vigas o canales son usados lado a lado para formar un miembro en flexión, ellas deben ser conectadas de acuerdo con la Sección E6.2. Cuando hay cargas concentradas que son llevadas de una viga a la otra o distribuidas entre las vigas, deberán soldarse o apenarse diafragmas con suficiente rigidez para distribuir la carga entre las vigas.

CAPÍTULO G

DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE

Este capítulo abarca el diseño de las almas de miembros con simetría doble o simple solicitados por corte en el plano del alma, ángulos simples y perfiles tubulares, y corte en la dirección débil de perfiles de simetría doble o simple.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- G1. Disposiciones Generales
- G2. Miembros con Almas No Atiesadas o Atiesadas
- G3. Campo de tracciones
- G4. Ángulos Simples
- G5. Tubos de Sección Rectangular y Cajón
- G6. Tubos Redondos
- G7. Corte en Eje Débil en Perfiles con Simetría Simple y Doble
- G8. Vigas con Aberturas en el Alma

Nota: Las siguientes secciones aplican para los casos que no se incluyen en este capítulo:

- H3.3 Secciones asimétricas.
- J4.2 Resistencia de corte de elementos conectores.
- J10.6 Corte en la zona de panel del alma.

G1. DISPOSICIONES GENERALES

Se presentan dos métodos para calcular la resistencia de corte. El método presentado en Sección G2 no utiliza la *resistencia post pandeo del miembro (campo de tracciones)*. El método presentado en Sección G3 utiliza el campo de tracciones.

La resistencia de corte de diseño, $\phi_v V_n$, y la *resistencia de corte admisible*, V_n/Ω_v , deben ser determinada de la siguiente manera:

Para todas las disposiciones en este capítulo, excepto la Sección G2.1a:

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)}$$

G2. MIEMBROS CON ALMAS NO ATIESADAS O ATIESADAS

1. Resistencia de corte nominal

Esta sección aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple y canales solicitados a corte en el plano del alma.

La resistencia de corte nominal, V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo al

estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, es

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \tag{G2-1}$$

(a) Para almas de miembros laminados de sección H con $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$

$$\begin{aligned} \phi_v &= 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.50 \text{ (ASD)} \\ y \\ C_v &= 1.0 \end{aligned} \tag{G2-2}$$

Nota: Todos los perfiles actuales ASTM A6 W, S y HP, excepto los perfiles W44x230, W40x149, W36x135, W33x118, W30x90, W24x55, W16x26 y W12x14, cumplen con el criterio establecido en Sección G2.1a para $F_y = 3\,520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa).

(b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina de la siguiente manera:

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

$$C_v = 1.0 \tag{G2-3}$$

(ii) Cuando $1.10 \sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \tag{G2-4}$$

(iii) Cuando $h/t_w > 1.37 \sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \tag{G2-5}$$

donde

A_w = la altura total multiplicada por el espesor del alma, cm^2 (mm^2)

El coeficiente de pandeo de placa del alma, k_v , se determina como se indica a continuación:

(i) Para almas no atiesadas con $h/t_w \leq 2.60$:

$$k_v = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1.2$.

(ii) Para almas atiesadas:

$$\begin{aligned} k_v &= 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\ &= 5 \text{ cuando } a/h > 3.0 \text{ o } a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \end{aligned}$$

donde

- a = distancia libre entre atiesadores transversales, cm (mm)
 h = para secciones laminadas, la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina, cm (mm)
 = para secciones armadas soldadas, la distancia libre entre alas, cm (mm)
 = para secciones armadas apernadas, la distancia entre líneas de sujetadores, cm (mm)
 = para secciones T, la altura total, cm (mm)

Nota: Para todos los perfiles ASTM A6 W, S, M y HP, excepto para los perfiles M12.5x12.4, M12.5x11.6, M12x11.8, M12x10.8, M12x10, M10x8 y M10x7.5, donde $3\,520\text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $C_v=1.0$

2. Atiesadores Transversales

No se requieren atiesadores transversales cuando $h/t_w \leq 2.46\sqrt{E/F_y}$, o cuando la resistencia requerida de corte sea menor o igual a la resistencia disponible al corte de acuerdo con la Sección G2.1 para $k_v = 5$.

Los atiesadores transversales, tal como se indica en la Sección G2.1, son usados para desarrollar la resistencia de corte disponible del alma, y deben tener un momento de inercia respecto a un eje que pasa por el centro del alma para pares de atiesadores o en torno de la cara en contacto con la placa de alma para atiesadores simples que no debe ser menor que $at_w^3 j$, donde

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (\text{G2-6})$$

Se permite que los atiesadores transversales no estén en contacto con el ala en tracción, puesto que no es necesario el desarrollo de aplastamiento para transmitir las cargas concentradas o reacciones. La soldadura que une los atiesadores transversales al alma debe ser terminada a una distancia no menor que cuatro veces ni mayor que seis veces el espesor de alma medida desde el borde del ala. Cuando se utilizan atiesadores simples, estos deben ser unidos al ala en compresión cuando esta consiste en una placa rectangular, de manera de resistir cualquier tendencia a levantamiento ocasionado por torsión del ala. Cuando un arriostramiento lateral es unido al atiesador o par de atiesadores, estos deben ser conectados al ala en compresión para transmitir el 1% de la fuerza total del ala, a menos que el ala esté compuesta solamente de ángulos.

Los pernos que conectan atiesadores al alma de una viga deben ser espaciados no más de 305 mm entre centros. Cuando se usan filetes intermitentes de soldaduras, la distancia libre entre soldaduras no debe ser mayor que 16 veces el espesor del alma ni menor que 250 mm.

G3. CAMPO DE TRACCIONES

1. Límites en el Uso del Campo de Tracciones

Se permite el uso del campo de tracciones en miembros con alas cuando la placa del

alma es soportada por sus cuatro lados por alas o atiesadores. No se permite considerar esta acción en los siguientes casos:

- (a) Para paneles extremos en todos los miembros con atiesadores transversales.
- (b) Cuando a/h es mayor que 3.0 o $\left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$
- (c) Cuando $2A_w/(A_{fc} + A_{ft}) > 2.5$
- (d) Cuando h/b_{fc} o h/b_{ft} son mayores que 6.0

donde

- A_{fc} = área del ala en compresión, cm^2 (mm^2)
- A_{ft} = área del ala en tracción, cm^2 (mm^2)
- b_{fc} = ancho del ala en compresión, cm (mm)
- b_{ft} = ancho del ala en tracción, cm (mm)

En estos casos, la resistencia de corte nominal, V_n , debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de la Sección G2.

2. Resistencia de Corte considerando el Campo de Tracciones

Cuando el *campo de tracciones* es permitido de acuerdo a la Sección G3.1, la resistencia de corte nominal, V_n , considerando el campo de tracciones y de acuerdo con el estado límite de fluencia debe ser:

- (a) Cuando $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \tag{G3-1}$$

- (b) Cuando $h/t_w > 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \tag{G3-2}$$

donde k_v y C_v son definidas en la Sección G2.1.

3. Atiesadores Transversales

Los atiesadores transversales necesarios para la formación del campo de tracciones deben cumplir los requerimientos de la Sección G2.2 y las siguientes limitaciones:

$$(1) (b/t)_{st} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yst}}}$$

$$(2) A_{st} > \frac{F_y}{F_{yst}} \left[0.15 D_s h t_w (1 - C_v) \frac{V_r}{V_c} - 18 t_w^2 \right] \geq 0$$

donde

$(b/t)_{st}$ = razón ancho/espesor del atiesador

F_{yst} = tensión de fluencia mínima especificada del material del atiesador, Kg/cm^2 (MPa)

- C_v = coeficiente definido en la Sección G2.1
 D_s = 1.0 para pares de atiesadores
 = 1.8 para atiesadores simples sección ángulo
 = 2.4 para atiesadores simples sección placa
 V_r = resistencia requerida de corte en la ubicación del atiesador, T (kN)
 V_c = resistencia de corte disponible con V_n tal como se define en la Sección G3.2, T (kN)

G4. ÁNGULOS SIMPLES

La resistencia de corte nominal, V_n , del ala de un ángulo simple debe ser determinada usando la Ecuación G2-1 y Sección G2.1(b) con $C_v = 1.0$, $A_w = bt$ donde b = ancho del ala que resiste la fuerza de corte, cm (mm), y $k_v = 1.2$.

G5. TUBOS DE SECCIÓN RECTANGULAR Y CAJÓN

La resistencia de corte nominal, V_n , de tubos rectangulares y cuadrados debe ser determinada usando las disposiciones de la Sección G2.1 con $A_w = 2ht$ donde el ancho resistente a la fuerza de corte h debe tomarse como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado, $t_w = t$ y $k_v = 5$. Si el radio de esquina es desconocido, h debe tomarse como la respectiva dimensión exterior menos tres veces el espesor.

G6. TUBOS REDONDOS

La resistencia de corte nominal, V_n , de tubos redondos, debe ser determinada de acuerdo a los estados límite de fluencia en corte y pandeo en corte:

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \quad (\text{G6-1})$$

donde

F_{cr} debe ser el mayor entre:

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}} \quad (\text{G6-2a})$$

y

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \quad (\text{G6-2b})$$

Pero no debe exceder $0.6 F_y$

- A_g = área bruta de la sección basada en espesor de pared de diseño, cm^2 (mm^2)
 D = diámetro exterior, cm (mm)
 L_v = la distancia entre la fuerza de corte máxima y la fuerza de corte cero, mm (cm)
 t = espesor de pared de diseño, igual a 0.93 veces el espesor de pared nominal para perfiles tubulares soldados por resistencia eléctrica (ERW HSS) e igual al espesor nominal para perfiles tubulares soldados al arco sumergido (SAW HSS), cm (mm)

Nota: Las ecuaciones de pandeo en corte, Ecuaciones G6-2a y G-62b, controlarán para D/t sobre 100, aceros de alta resistencia y grandes longitudes. Si la resistencia de corte para secciones estándar es deseada, la fluencia en corte controlará usualmente.

G7. CORTE RESPECTO DEL EJE DÉBIL EN PERFILES CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE

Para perfiles con simetría doble y simple cargados en el eje débil sin torsión, la resistencia de corte nominal, V_n , para cada elemento resistente al corte debe ser determinado usando la Ecuación G2-1 y la Sección G2.1(b) con $A_w = b_f t_f$ y $k_v = 1.2$.

Nota: Para todos los perfiles ASTM A6 W, S, M y HP, cuando $F_y \leq 3\,520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $C_v = 1.0$.

G8. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA

El efecto de las aberturas en el alma de vigas de acero y vigas compuestas debe determinarse en la resistencia de corte. Cuando la resistencia requerida excede la resistencia disponible deberá disponerse del refuerzo adecuado en la abertura.

CAPÍTULO H

DISEÑO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN

Este capítulo abarca el diseño de miembros solicitados a carga axial y flexión en torno a uno o dos ejes, con o sin torsión, y miembros solicitados a torsión pura.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- H1. Miembros con Simetría Simple y Doble Solicitados a Flexión y Carga Axial
- H2. Miembros Asimétricos y Otros Solicitados a Flexión y Carga Axial
- H3. Miembros bajo Torsión y Combinación de Torsión, Flexión, Corte, y/o Carga Axial.

Nota: Para miembros de sección compuesta, ver Capítulo I.

H1. MIEMBROS CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

1. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Compresión

La interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple que cumplen $0.1 \leq (I_{yc} / I_y) \leq 0.9$, y que solamente están solicitados a flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y) deben satisfacer las Ecuaciones H1-1a y H1-1b, donde I_{yc} es el momento de inercia en torno al eje y referido al ala en compresión, cm^4 (mm^4).

Nota: Se permite utilizar la Sección H2 en vez de las disposiciones de esta sección.

(a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

(b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

donde

- P_r = resistencia de compresión axial requerida, T (kN)
- P_c = resistencia de compresión axial disponible, T (kN)
- M_r = resistencia de flexión requerida, T-m (N-mm)

M_c	=	resistencia de flexión disponible, T-m (N-mm)
x	=	subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte
y	=	subíndice que indica flexión en torno al eje débil

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

P_r	=	resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T (kN)
$P_c = \phi_c P_n$	=	resistencia de compresión axial de diseño, determinada de acuerdo al capítulo E, T (kN)
M_r	=	resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm)
$M_c = \phi_b M_n$	=	resistencia de flexión de diseño, determinada de acuerdo al Capítulo F, T-m (N-mm)
ϕ_c	=	factor de resistencia en compresión = 0.90
ϕ_b	=	factor de resistencia en flexión = 0.90

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

P_r	=	resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, T (kN)
$P_c = P_n / \Omega_c$	=	resistencia de compresión axial admisible, determinada de acuerdo al Capítulo E, T (kN)
M_r	=	resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga ASD, T-m (N-mm)
$M_c = M_n / \Omega_b$	=	resistencia de flexión admisible, determinada de acuerdo a Capítulo F, T-m (N-mm)
Ω_c	=	factor de seguridad en compresión = 1.67
Ω_b	=	factor de seguridad en flexión = 1.67

2. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Tracción

La interacción de flexión y tracción en miembros con simetría doble y simple que están solicitados solamente a flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y) deben satisfacer las Ecuaciones H1-1a y H1-1b, donde:

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

P_r	=	resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T (kN)
$P_c = \phi_t P_n$	=	resistencia de tracción axial de diseño, determinada de acuerdo a la Sección D2, T (kN)
M_r	=	resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm)
$M_c = \phi_b M_n$	=	resistencia de flexión de diseño, determinada de acuerdo al Capítulo F, T-m (N-mm)
ϕ_t	=	factor de resistencia en tracción (ver Sección D2)
ϕ_b	=	factor de resistencia en flexión = 0.90

Para miembros con simetría doble, el factor C_b en el Capítulo F puede ser aumentado por

$$\sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}} \text{ para tracción axial que actúa simultáneamente con flexión,}$$

donde

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2}$$

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

P_r = resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, T (kN)

$P_c = P_n / \Omega_c$ = resistencia de tracción axial admisible, determinada de acuerdo a Sección D2, T (kN)

M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga ASD, T-m (N-mm)

$M_c = M_n / \Omega_b$ = resistencia de flexión admisible, determinada de acuerdo a Capítulo F, T-m (N-mm)

Ω_c = factor de seguridad en tracción (ver Sección D2)

Ω_b = factor de seguridad en flexión = 1,67

Para miembros con simetría doble, el factor C_b en el Capítulo F puede ser aumentado por

$$\sqrt{1 + \frac{1.5P_a}{P_{ey}}} \text{ para tracción axial que actúa simultáneamente con flexión,}$$

$$\text{donde } P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2}$$

Se permite un análisis más detallado de las ecuaciones de interacción de flexión y tracción en vez de las Ecuaciones H1-1a y H1-1b.

3. Miembros Laminados Compactos con Simetría Doble en Flexión Simple y Compresión

Para miembros laminados compactos con simetría doble solicitados a flexión y compresión con momentos principalmente en un plano, se permite considerar dos estados límite independientes, *inestabilidad en el plano* y *pandeo fuera del plano o pandeo flexo-torsional*, en vez de la combinación entregada en Sección H1.1.

(a) Para el estado límite de inestabilidad en el plano, las Ecuaciones H1-1 deben ser usadas con P_c , M_r y M_c determinados en el plano de flexión.

(b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano:

$$\frac{P_r}{P_{co}} + \left(\frac{M_r}{M_{cx}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{H1-2})$$

donde

P_{co} = resistencia de compresión axial disponible fuera del plano de flexión, T (kN)

M_{cx} = resistencia de flexo-torsión disponible para flexión en el eje fuerte, determinada en el Capítulo F, T-m (N-mm)

Cuando la flexión ocurre en torno al eje débil, debe ser despreciada la razón de momento en Ecuación H1-2.

Para miembros con momentos importantes en ambos ejes ($M_r / M_c \geq 0.05$ en ambas direcciones), deben seguirse las disposiciones de la Sección H1.1.

H2. MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y OTROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

Esta sección abarca la interacción de tensiones de flexión y axial para perfiles no abarcados en la Sección H1. Se permite utilizar las disposiciones de esta sección para cualquier perfil en vez de las disposiciones de la Sección H1.

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1.0 \quad (\text{H2-1})$$

donde

f_a	=	tensión axial requerida en el punto considerado, kgf/cm ² (MPa)
F_a	=	tensión axial disponible en el punto considerado, kgf/cm ² (MPa)
f_{bw}, f_{bz}	=	tensión de flexión requerida en el punto considerado, kgf/cm ² (MPa)
F_{bw}, F_{bz}	=	tensión de flexión disponible en el punto considerado, kgf/cm ² (MPa)
w	=	subíndice que indica flexión en torno al eje principal mayor
z	=	subíndice que indica flexión en torno al eje principal menor

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

f_a	=	tensión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf/cm ² (MPa)
F_a	=	$\phi_t P_n$ = tensión axial de diseño, determinada de acuerdo a Capítulo E para compresión o Sección D2 para tracción, kgf/cm ² (MPa)
f_{bw}, f_{bz}	=	tensión de flexión requerida en ubicación específica de la sección, usando las combinaciones de carga LRFD, kgf/cm ² (MPa)
f_{bw}, f_{bz}	=	$\frac{\phi_b M_n}{S}$ = tensión de flexión de diseño, determinada de acuerdo al Capítulo F, kgf/cm ² (MPa). Usar el módulo de sección para la tensión.
ϕ_c	=	factor de resistencia en compresión = 0.90
ϕ_t	=	factor de resistencia en tracción (Sección D2)
ϕ_b	=	factor de resistencia en flexión = 0.90

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

f_a	=	tensión axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf/cm ² (MPa)
$F_a = \frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	=	tensión axial admisible, determinada de acuerdo a Capítulo E para compresión o Sección D2 para tracción, kgf/cm ² (MPa)
f_{bw}, f_{bz}	=	tensión de flexión requerida en ubicación específica de la sección, usando las combinaciones de carga ASD, kgf/cm ² (MPa)
f_{bw}, f_{bz}	=	$\frac{M_n}{\Omega_b S}$ = tensión de flexión admisible, determinada de acuerdo a Capítulo F, kgf/cm ² (MPa). Usar el módulo de sección para la ubicación

	específica en la sección y considerar el signo de la tensión.
Ω_c	= factor de seguridad en compresión = 1.67
Ω_t	= factor de seguridad en tracción (Sección D2)
Ω_b	= factor de seguridad en flexión = 1.67

La Ecuación H2-1 debe ser evaluada usando ejes principales de flexión al considerar el sentido de las tensiones de flexión en los puntos críticos de la sección. Los términos de flexión pueden ser sumados o restados del término axial. Cuando la fuerza axial es de compresión, los efectos de segundo orden deben ser incluidos de acuerdo a las disposiciones del Capítulo C.

Se permite un análisis más detallado de la interacción de flexión y tracción en vez de la Ecuación H2-1.

H3. MIEMBROS BAJO TORSIÓN Y COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE Y/O CARGA AXIAL.

1. Resistencia Torsional de Secciones Tubulares Redondas y Rectangulares

La resistencia torsional de diseño, $\phi_T T_n$, y la resistencia torsional admisible, T_n / Ω_T , para secciones tubulares redondas o rectangulares, de acuerdo con los estados límite de fluencia torsional y pandeo torsional, debe ser determinada como sigue:

$$\phi_T = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_T = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$T_n = F_{cr} C \quad \text{(H3-1)}$$

donde

C es la constante torsional para secciones tubulares.

La tensión crítica, F_{cr} , debe ser determinada como sigue:

(a) Para tubos redondos, F_{cr} debe ser el mayor entre

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^{\frac{5}{4}}}} \quad \text{H3-2a}$$

y

$$F_{cr} = \frac{0.60E}{\left(\frac{D}{t} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad \text{(H3-2b)}$$

pero no debe exceder $0.6 F_y$, donde

L = longitud del miembro, cm (mm)

D = diámetro exterior, cm (mm)

(b) Para tubos rectangulares

(i) Cuando $h/t \leq 2,45\sqrt{E/F_y}$
 $F_{cr} = 0.6 F_y$ (H3-3)

(ii) Cuando $2,45\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3,07\sqrt{E/F_y}$
 $F_{cr} = 0,6F_y \left(2,45\sqrt{E/F_y}\right) / (h/t)$ (H3-4)

(iii) Cuando $3,07\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$
 $F_{cr} = 0,458\pi^2 E / (h/t)^2$ (H3-5)

Nota: La constante de corte torsional, C , puede ser tomada conservadoramente como:

Para tubos redondos: $C = \frac{\pi (D-t)^2 t}{2}$

Para tubos rectangulares: $C = 2 (B-t)(H-t) t - 4.5 (4-\pi)t^3$

2. Secciones Tubulares solicitadas a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial

Cuando la resistencia torsional requerida, T_r , es menor o igual que el 20% de la resistencia torsional disponible, T_c , la interacción de torsión, corte, flexión y/o carga axial para secciones tubulares debe ser determinada de acuerdo con la Sección H1 y los efectos torsionales deben ser despreciados. Cuando T_r excede el 20% de T_c , la interacción de torsión, corte, flexión y/o carga axial debe ser determinada por

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c}\right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c}\right)^2 \leq 1.0 \quad (H3-6)$$

donde

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

- P_r = resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T (kN)
- $P_c = \phi P_n$ = resistencia de tracción o compresión axial de diseño, determinada de acuerdo a Capítulo D o E, T (kN)
- M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm)
- $M_c = \phi_b M_n$ = resistencia de flexión de diseño, determinada de acuerdo a Capítulo F, T-m (N-mm)
- V_r = resistencia de corte requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T (kN)
- $V_c = \phi_v V_n$ = resistencia de corte de diseño, determinada de acuerdo a Capítulo G, T (kN)
- T_r = resistencia torsional requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm)

$$T_c = \phi_T T_n = \text{resistencia torsional de dise\u00f1o, determinada de acuerdo a Secci\u00f3n H3.1, T-m (N-mm)}$$

Para dise\u00f1o de acuerdo con la Secci\u00f3n B3.4 (ASD):

$$P_r = \text{resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, T (kN)}$$

$$P_c = P_n / \Omega = \text{resistencia de tracci\u00f3n o compresi\u00f3n axial admisible, determinada de acuerdo al Cap\u00edtulo D o E, T (kN)}$$

$$M_r = \text{resistencia de flexi\u00f3n requerida usando las combinaciones de carga ASD determinadas de acuerdo a la Secci\u00f3n B5, T-m (N-mm)}$$

$$M_c = M_n / \Omega_b = \text{resistencia de flexi\u00f3n admisible, determinada de acuerdo al Cap\u00edtulo F, T-m (N-mm)}$$

$$V_r = \text{resistencia de corte requerida usando las combinaciones de carga ASD, T (kN)}$$

$$V_c = V_n / R_v = \text{resistencia de corte admisible, determinada de acuerdo al Cap\u00edtulo G, T (kN)}$$

$$T_r = \text{resistencia torsional requerida usando las combinaciones de carga ASD, T-m (N-mm)}$$

$$T_c = T_n / \Omega_T = \text{resistencia torsional admisible, determinada de acuerdo a la Secci\u00f3n H3.1, T-m (N-mm)}$$

3. Resistencia de Miembros No Tubulares bajo Torsi\u00f3n y Tensiones Combinadas

La resistencia torsional disponible para miembros de secci\u00f3n no tubular debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados l\u00edmite de *fluencia* bajo tensi\u00f3n normal, *fluencia en corte* bajo tensi\u00f3n de corte, o *pandeo*, determinado como sigue:

$$\phi_T = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_T = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(a) Para el estado l\u00edmite de fluencia bajo tensi\u00f3n normal

$$F_n = F_y \quad \text{(H3-7)}$$

(b) Para el estado l\u00edmite de fluencia en corte bajo tensi\u00f3n de corte

$$F_n = 0.6 F_y \quad \text{(H3-8)}$$

(c) Para el estado l\u00edmite de pandeo

$$F_n = F_{cr} \quad \text{(H3-9)}$$

donde

$$F_{cr} = \text{tensi\u00f3n de pandeo para la secci\u00f3n determinada por an\u00e1lisis, kgf/cm}^2 \text{ (MPa)}$$

Se permite algo de fluencia por pandeo local siempre que est\u00e9 restringido a zonas adyacentes a las \u00e1reas que deben permanecer el\u00e1sticas.

CAPÍTULO I

DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA

Este Capítulo abarca el diseño de columnas de sección compuesta formadas por perfiles de acero estructural laminados o armados o secciones tubulares y concreto estructural actuando en conjunto, y vigas de acero que soportan losas de concreto reforzado conectadas de manera tal que actúan en conjunto para resistir la flexión. También se incluyen vigas de sección compuesta simples y continuas con conectores de corte y vigas embebidas en concreto, construidas con o sin apuntalamientos temporales.

El Capítulo está organizado de la siguiente manera:

11. Disposiciones Generales
12. Miembros Cargados Axialmente
13. Miembros en Flexión
14. Combinación de Carga Axial y Flexión
15. Casos Especiales

11. DISPOSICIONES GENERALES

Para determinar los efectos de carga en miembros y conexiones de una estructura que incluye miembros compuestos, se debe considerar la sección efectiva para cada instante de incremento de carga aplicada. El diseño, detallamiento y propiedades de los materiales relacionados a las partes de concreto y acero de refuerzo en la construcción compuesta deben cumplir con las especificaciones de diseño para concreto reforzado y barras de refuerzo estipuladas por la normativa de edificación aplicable. En ausencia de una normativa de edificación se aplicarán las disposiciones del Código ACI 318.

1. Resistencia Nominal de Secciones Compuestas

Se presentan dos métodos para determinar la resistencia nominal de secciones compuestas: el método de distribución de las tensiones plásticas y el método de compatibilidad de las deformaciones.

Para la determinación de la resistencia nominal de un miembro compuesto se despreciará la resistencia a tracción del concreto.

1a. Método de Distribución de las Tensiones Plásticas

Para el método de distribución de las tensiones plásticas, la resistencia nominal debe ser calculada suponiendo que los componentes de acero han alcanzado la tensión F_y en tracción o en compresión, según corresponda y que los componentes de concreto han alcanzado la tensión de $0.85f'_c$. En el caso de secciones tubulares redondas, rellenas de concreto, para tomar en cuenta los efectos de confinamiento en los componentes de concreto sometidas a compresión uniforme, se permite usar una tensión de $0.95f'_c$.

1b. Método de Compatibilidad de las Deformaciones

En el caso del método de compatibilidad de las deformaciones, debe suponerse una distribución lineal de las deformaciones en la sección, con una deformación unitaria máxima del concreto en compresión de 0.003 mm/mm. Las relaciones tensión-deformación del acero y del concreto deben ser obtenidas de ensayos o de resultados publicados para materiales similares.

Nota: El método de compatibilidad de las deformaciones debe ser usado para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares y para casos donde el acero no exhibe un comportamiento elasto-plástico. Guías generales para el método de compatibilidad de deformaciones para columnas embebidas se presentan en la *Guía de Diseño 6 AISC* y en la Sección 10.2 y 10.3 del Código ACI 318.

2. Limitaciones del Material

El concreto y las barras de acero de refuerzo en sistemas compuestos estarán sometidos a las siguientes limitaciones:

- (1) Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia de compresión f'_c no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 715 kgf/cm² (70 MPa) en concreto de peso normal y no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 430 kgf/cm² (42 MPa) en el caso de concreto liviano.

Nota: El concreto de alta resistencia puede ser utilizado para cálculos de rigidez pero no se puede contar con él para cálculos de resistencia a menos que sea justificado mediante ensayos o análisis.

- (2) La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo, usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de 5.355 kgf/cm² (525 MPa).

Nota: Limitaciones adicionales al refuerzo del concreto se especifican en el Código ACI 318.

3. Conectores de Corte

Los conectores de corte deben ser espárragos de acero con cabeza (studs) con longitud no menor que cuatro diámetros de espárrago después de la instalación, o canales de acero laminados. La resistencia de los conectores de corte debe ser determinada de acuerdo con las Secciones I2.1g y I3.2d (2). Los conectores de corte deben cumplir los requisitos de la Sección A3.6. Conectores tipo canal deben cumplir con los requerimientos de la Sección A3.1.

12. MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE

Esta sección aplica a dos tipos de miembros compuestos cargados axialmente: columnas embebidas y rellenas.

1. Columnas Compuestas Embebidas

1a. Limitaciones

Las columnas compuestas embebidas deben ser sujetas a las siguientes limitaciones:

- (1) El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.
- (2) La funda de concreto que rodea al núcleo de acero debe ser reforzada con barras longitudinales continuas y armaduras transversales, materializadas como estribos, ganchos o armaduras helicoidales. El refuerzo transversal mínimo debe ser al menos de 60 cm² por m de espaciamiento entre trabas.
- (3) La cuantía mínima del refuerzo longitudinal continuo, ρ_{sr} , debe ser 0.004, donde ρ_{sr} es dado por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \tag{12-1}$$

donde

A_{sr} = área de barras de refuerzo continuo, mm² (cm²)

A_g = área bruta del miembro compuesto, mm² (cm²)

1b. Resistencia a Compresión

La resistencia de diseño de compresión, $\phi_c P_n$, y la resistencia admisible de compresión, P_n / Ω_c , de columnas compuestas embebidas cargadas axialmente debe ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en la esbeltez de la columna como sigue:

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

- (a) Cuando $P_e \geq 0.44 P_o$

$$P_n = P_o \left[0.658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] \tag{12-2}$$

- (b) Cuando $P_e < 0.44 P_o$

$$P_n = 0.877 P_o \tag{12-3}$$

donde

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c \tag{12-4}$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad (I2-5)$$

y donde

- A_s = área de la sección de acero, cm^2 (mm^2)
 A_c = área de concreto, cm^2 (mm^2)
 A_{sr} = área de refuerzo continuo de barras, cm^2 (mm^2)
 E_c = módulo de elasticidad del concreto = $0.136 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$, kgf/cm^2
 ($0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$, Mpa).
 E_s = módulo de elasticidad del acero = $2\,040\,000$ kgf/cm^2 (210 MPa)
 f'_c = resistencia a compresión especificada del concreto, kgf/cm^2 (MPa)
 F_y = tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero, kgf/cm^2 (MPa)
 F_{yr} = tensión de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo, kgf/cm^2 (MPa)
 I_c = momento de inercia de la sección de concreto, cm^4 (mm^4)
 I_s = momento de inercia del perfil de acero, cm^4 (mm^4)
 I_{sr} = momento de inercia de las barras de refuerzo, cm^4 (mm^4)
 K = factor de longitud efectiva determinada de acuerdo con el Capítulo C
 L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm)
 w_c = peso del concreto por unidad de volumen ($1\,500 \leq w_c \leq 2\,500$ kgf/m^3)

donde

$$EI_{eff} = \text{rigidez efectiva de la sección compuesta, } \text{kgf-cm}^2 \text{ (N-mm}^2\text{)}$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C E_c I_c \quad (I2-6)$$

donde:

$$C_I = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (I2-7)$$

1c. Resistencia a Tracción

La resistencia disponible de tracción en columnas compuestas embebidas cargadas axialmente debe ser determinada por el estado límite de fluencia como se muestra a continuación:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \quad (I2-8)$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

1d. Resistencia a Corte

La resistencia disponible de corte debe ser calculada con base en la resistencia de corte de la sección de acero solamente como lo especifica el Capítulo G más la resistencia de

corte provista por el acero de refuerzo transversal del concreto, si existe, o por la resistencia de corte de la porción de concreto reforzado solamente.

Nota: La resistencia nominal de corte del acero de refuerzo transversal del concreto puede ser determinada como $A_{st}F_{yr}(d/s)$ donde A_{st} es el área de las amarras de refuerzo, d es la profundidad efectiva de la sección de concreto, y S es el espaciamiento de las amarras de refuerzo. La capacidad de corte del concreto reforzado puede ser determinada de acuerdo con el Capítulo 11 del Código ACI 318.

1e. Transferencia de Carga

Las cargas axiales aplicadas a columnas compuestas embebidas deben ser transferidas entre el acero y el concreto de acuerdo a los siguientes requisitos:

- (a) Cuando la fuerza externa es aplicada directamente a la sección de acero, deberán disponerse conectores de corte para transferir la fuerza requerida de corte, V' , como sigue:

$$V' = V (1 - A_s F_y / P_o) \quad (12-9)$$

donde

- V = fuerza de corte requerida descargada en la columna, T (kN)
 A_s = área de la sección de acero, cm^2 (mm^2)
 P_o = resistencia nominal de compresión axial sin considerar los efectos de longitud, T (kN)

- (b) Cuando la fuerza externa es aplicada directamente a la funda de concreto, se dispondrán conectores de corte para transferir la fuerza de corte requerida, V' , como sigue:

$$V' = V (A_s F_y / P_o) \quad (12-10)$$

- (c) Cuando la carga es aplicada al concreto de una columna compuesta embebida por aplastamiento directo, la resistencia disponible de aplastamiento del concreto, $\Phi_B P_p$, y la resistencia admisible de aplastamiento del concreto deben ser determinadas como sigue:

$$P_p = 1.7 f'_c A_B \quad (12-11)$$

$$\Phi_B = 0.65 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_B = 2.31 \text{ (ASD)}$$

donde

- A_B = área de concreto cargada, cm^2 (mm^2)

1f. Requisitos de Detallamiento

Las columnas compuestas embebidas deberán llevar a lo menos cuatro barras continuas de refuerzo longitudinal. El refuerzo transversal debe tener un espaciamiento mínimo de

16 veces el diámetro de barra longitudinal, 48 veces el diámetro de amarra, o 0.5 veces la dimensión menor de la sección compuesta. Debe disponerse la funda de acero de refuerzo con un recubrimiento de por lo menos 38 mm.

Deben disponerse conectores de corte para transferir la fuerza de corte requerida en la Sección 12.1e. Los conectores de corte deben ser distribuidos a lo largo del miembro, por sobre y por debajo de la región de transferencia de carga, con una separación mínima de por lo menos 2,5 veces la profundidad de la columna compuesta embebida. El espaciamiento máximo de los conectores de corte debe ser 405 mm. Los conectores para transferir carga axial deben ser ubicados por lo menos en dos caras del perfil de acero en una configuración simétrica en torno a su eje.

Cuando la sección compuesta se construye con una sección armada, los perfiles deben ser interconectados con enlaces, placas de asiento, placas de refuerzo o componentes similares a fin de prevenir el pandeo de los perfiles individuales bajo cargas aplicadas previo al endurecimiento del concreto.

1g. Resistencia de Conectores de Corte

La resistencia nominal de un conector de corte embebido en concreto sólido es:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c'E_c} \leq A_{sc}F_u \quad (12-12)$$

donde

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \text{área del conector de corte, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)} \\ F_u &= \text{resistencia última mínima especificada de un conector de corte, kgf/cm}^2 \\ &\quad \text{(MPa)} \end{aligned}$$

2. Columnas Compuestas Rellenas

2a. Límites

Las columnas compuestas, para calificar como tales, deben cumplir con las siguientes limitaciones:

- (1) El área del perfil tubular de acero debe ser por lo menos un 1% del área total de la sección compuesta.
- (2) La razón b/t máxima para un perfil tubular rectangular relleno con concreto debe ser igual a $2.26\sqrt{E/F_y}$. Se permiten razones mayores cuando su uso es justificado por ensayos o análisis.
- (3) La razón D/t máxima para un perfil tubular redondo relleno con concreto será igual a $0.15 E/F_y$. Se permiten razones mayores cuando su uso se justifica mediante ensayos o análisis.

2b. Resistencia de Compresión

La resistencia de compresión de diseño, $\phi_c P_n$, y la resistencia de compresión admisible, P_n/Ω_c de una columna compuesta rellena cargada axialmente deben ser determinadas

para el estado límite de pandeo por flexión basado en la Sección I2.1b con las siguientes modificaciones:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_c f'_c \quad (12-13)$$

donde

$C_2 = 0.85$ para secciones rectangulares y 0.95 para secciones circulares

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (12-14)$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (12-15)$$

2c. Resistencia de Tracción

La resistencia de diseño a tracción, $\phi_t P_n$, y la resistencia admisible, P_n/Ω_t de una columna compuesta rellena cargada axialmente debe ser determinada para el estado límite el estado límite de fluencia como sigue:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \quad (12-16)$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

2d. Resistencia a Corte

La resistencia disponible de corte debe ser determinada con base en la resistencia de corte de la sección de acero solamente como lo especifica el Capítulo G o por la resistencia de corte de la parte de concreto reforzado solamente.

Nota: La resistencia de corte del concreto reforzado puede ser determinada de acuerdo al Capítulo 11 del Código ACI 318.

2e. Transferencia de Carga

Es necesario producir la transferencia entre el acero y el concreto de las cargas axiales aplicadas a columnas compuestas rellenas. Cuando la fuerza externa es aplicada a la sección de acero o al relleno de concreto, se requiere que la transferencia de carga desde la sección de acero al núcleo de concreto sea por interacción de adherencia directa, conexión de corte o aplastamiento directo. El mecanismo de transferencia de carga que dé como resultado la mayor resistencia nominal puede ser utilizado. Estos mecanismos de transferencia de carga no deben ser sobrepuestos.

Cuando la carga es aplicada al concreto de una columna compuesta rellena por aplastamiento directo, la resistencia de diseño por aplastamiento, $\phi_B P_p$, y la resistencia admisible por aplastamiento, P_p/Ω_B del concreto deben ser determinadas como sigue:

$$P_p = 1.7 f'_c A_B \quad (12-17)$$

$$\phi_B = 0.65 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_B = 2.31 \text{ (ASD)}$$

donde:

A_B es el área cargada, cm^2 (mm^2)

2f. Requisitos de Detallamiento

Si se necesitan, los conectores de corte que transfieren la carga de corte requerida deben ser distribuidas a lo largo del miembro por lo menos a una distancia 2,5 veces el ancho del tubo rectangular o 2,5 veces el diámetro del tubo redondo, distancia medida en ambos casos por arriba y por debajo de la región de transferencia de carga. El espaciamiento máximo de conectores debe ser 405 mm.

13. MIEMBROS EN FLEXIÓN

1. General

1a. Ancho Efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no puede exceder:

- (1) un octavo de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos;
- (2) un medio de la distancia el eje de la viga adyacente; o
- (3) la distancia al borde de la losa.

1b. Resistencia al Corte

La resistencia al corte disponible de vigas compuestas con conectores de corte se determinará basada solamente en las propiedades de la sección de acero según se indica en el Capítulo G. La resistencia disponible a corte de miembros embebidos y rellenos con concreto, se determinará solo sobre la base de las propiedades de la sección de acero según se indica en el Capítulo G o basado en las propiedades del concreto y el refuerzo longitudinal de acero.

Nota: La resistencia de corte del concreto armado puede ser determinada de acuerdo con el Código ACI 318, Capítulo 11.

1c. Resistencia Durante la Construcción

Cuando no se disponga apuntalamiento temporal durante la construcción, la sección de acero sola debe tener la resistencia suficiente para soportar todas las cargas aplicadas antes que el concreto obtenga el 75% de su resistencia especificada f'_c . La resistencia disponible de flexión de la sección de acero debe ser determinada de acuerdo con el Capítulo F.

2. Vigas Compuestas con Conectores de Corte

2a Resistencia para Flexión Positiva

La resistencia de diseño para flexión positiva, $\phi_b M_n$, y la resistencia admisible de flexión positiva, M_n / Ω_b , debe ser determinada por el estado límite de fluencia como sigue:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(a) Para $h/t_w \leq 3.76\sqrt{E/F_y}$

M_n debe ser determinado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

Nota: Todos los perfiles actuales ASTM A6 W, S, y HP satisfacen el límite dado en Sección I3.2a(a) para $F_y \leq 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa).

(b) Cuando $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_y}$

M_n debe ser determinado por la superposición de tensiones elásticas, considerando los efectos de apuntalamiento, para el estado límite de fluencia (momento de primera fluencia).

2b. Resistencia para Flexión Negativa

La resistencia de diseño para flexión negativa, $\phi_b M_n$, y la resistencia admisible para flexión negativa, M_n / Ω_b , deben ser determinadas solo para la sección de acero sola, de acuerdo con los requisitos del Capítulo F.

Alternativamente, la resistencia disponible de flexión negativa debe ser determinada a partir de una distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta, para el estado límite de fluencia (momento plástico), con

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

supuestos que:

- (1) La viga de acero es compacta y está debidamente arriostrada de acuerdo con el Capítulo F.
- (2) La losa está vinculada a la viga de acero en la región de momento negativo mediante conectores de corte.
- (3) El refuerzo de losa paralelo a la viga de acero se desarrolla apropiadamente dentro del ancho efectivo de la losa.

2c. Resistencia de Vigas Compuestas con Placas colaborantes de Acero

(1) General

La resistencia disponible de flexión de una construcción compuesta consistente en losas de concreto sobre placas colaborantes de acero conectadas a vigas de acero debe ser determinada por las disposiciones aplicables de las Secciones I3.2a y I3.2b, con los siguientes requisitos:

- (a) La altura nominal del nervio no debe ser mayor que 75 mm. El ancho promedio del nervio de concreto o cartela, w_r , no debe ser menor que 50 mm, y para efectos de cálculo no mayor que la distancia libre al borde superior de la placa colaborante.
- (b) La losa de concreto debe ser conectada a la viga de acero con conectores de corte soldados de 19 mm de diámetro o menor (AWS D1.1). Los conectores de corte pueden ser soldados a través de la placa colaborante de acero o pueden soldarse directamente a la sección de acero. Después de su instalación, deben extenderse no menos que 38 mm por sobre el borde superior de la placa colaborante de acero y debe haber por lo menos 13 mm de recubrimiento de concreto por sobre la cabeza de los espárragos instalados.
- (c) El espesor de losa por sobre la placa colaborante de acero no debe ser menor que 50 mm.
- (d) La placa colaborante de acero debe quedar anclada a todos los miembros soportantes con un espaciamiento que no debe exceder 460 mm. Tal anclaje debe ser realizado mediante conectores de corte, una combinación de espárragos y soldaduras de tapón u otro dispositivo especificado por los documentos contractuales.

(2) Nervios Orientados Perpendicularmente a la Viga de Acero

En la determinación de las propiedades de la sección compuesta y al calcular A_c para nervios orientados perpendicularmente a las vigas de acero, se despreciará el concreto ubicado bajo el borde superior de la placa colaborante de acero.

(3) Nervios Orientados Paralelamente a la Viga de Acero

En la determinación de las propiedades de la sección compuesta, puede considerarse el concreto ubicado bajo del borde superior de la placa colaborante de acero y debe ser considerado al calcular A_c .

Los nervios de la placa colaborante de acero sobre vigas soportantes pueden separarse longitudinalmente para formar una cartela de concreto.

Cuando la profundidad nominal de la placa de acero es de 38 mm o mayor, el ancho promedio, w_r , del nervio no debe ser menor que 50 mm para el primer conector de corte en la fila transversal más cuatro diámetros del conector para cada conector adicional.

2d. Conectores de Corte

(1) Transferencia de Carga para Momento Positivo

El corte horizontal total en la interfase entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferida por conectores de corte, excepto para vigas embebidas en concreto como se define en la Sección I3.3. Para acción colaborante con concreto solicitado en compresión por flexión, el corte horizontal total, V' , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo a los siguientes estados límite:

(a) Para el estado límite de aplastamiento del concreto

$$V' = 0.85 f_c 'A_c \tag{13-1a}$$

(b) Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero

$$V' = F_y A_s \tag{13-1b}$$

(c) Para el estado límite de resistencia del conector de corte

$$V' = \sum Q_n \tag{13-1c}$$

donde

A_c = área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo, cm² (mm²)

A_s = área de la sección de acero, cm² (mm²)

\sum = suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero, T (kN)

(2) Carga Transferida para Momento Negativo

Para vigas compuestas continuas donde el refuerzo de acero longitudinal en la región de momentos negativos se considera que actúa en colaboración con la viga de acero, el corte horizontal total entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los siguientes estados límite:

(a) Para el estado límite de fluencia en tracción del refuerzo de losa

$$V' = F_r A_{sr} \tag{13-2a}$$

donde

A_r = área de refuerzo de acero longitudinal debidamente desarrollado dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, cm² (mm²)

F_{yr} = tensión de fluencia mínima especificada del acero de refuerzo, kgf/cm² (MPa)

(b) Para el estado límite de resistencia del conector de corte

$$V' = \sum Q_n \tag{13-2b}$$

(3) Resistencia de Conectores de Corte tipo Espárrago (“Stud”)

La resistencia nominal de un conector de corte tipo espárrago (“stud”) embebido en concreto sólido o en una losa compuesta debe ser determinada como:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

(I3-3)

donde:

- A_{sc} = área de la sección transversal del espárrago de corte, cm^2 (mm^2)
 E_c = módulo de elasticidad del concreto = $0.136 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$, kgf/cm^2 ($0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$, MPa)
 F_u = resistencia mínima a tracción especificada de un espárrago de corte, kgf/cm^2 (MPa)
 R_g = 1.0; (a) para un espárrago soldado en un nervio de la placa colaborante orientada perpendicularmente al perfil de acero; (b) para cualquier número de espárragos soldados en una fila directamente al perfil de acero; (c) para cualquier número de espárragos soldados en una fila a través de la placa colaborante paralelamente al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio ≥ 1.5
 = 0.85; (a) para dos espárragos soldados en un nervio de la placa colaborante orientada perpendicularmente al perfil de acero; (b) para un espárrago soldado a través de la placa colaborante orientada paralelamente al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio < 1.5
 = 0.7; (a) para tres o más espárragos soldados en un nervio de la placa colaborante orientada perpendicularmente al perfil de acero
 R_p = 1.0; para espárragos soldados directamente al perfil de acero (en otras palabras, no a través de la placa colaborante) y teniendo un detallamiento de nervios con no más de 50% del ala superior cubierta por el cierre de la losa de concreto
 = 0.75; (a) para espárragos soldados en una losa compuesta con placa colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{md-ht} \geq 50$ mm; (b) para espárragos soldados a través de la placa colaborante, o la plancha de acero usado como material de relleno en vigas, y embebidas en una losa compuesta con placa colaborante orientada paralela a la viga
 = 0.6; para espárragos soldados en una losa compuesta con placa colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{md-ht} < 50$ mm
 e_{md-ht} = distancia desde el borde del espárrago hasta el alma de la placa colaborante, medida a media altura del nervio de la placa, y en la dirección de carga del conector (en otras palabras, en la dirección de momento máximo para una viga simplemente apoyada), cm (mm)
 W_c = peso del concreto por unidad de volumen ($1.500 \leq w_c \leq 2.500$ kg/m^3)

NOTAS: La tabla a continuación presenta valores de R_g y R_p para varios casos.

Condición	R_g	R_p
Sin placa colaborante de acero	1.0	1.0
Lámina orientada paralelamente al perfil de acero		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85**	0.75
Lámina orientada perpendicularmente al perfil de acero		
Número de conectores ocupando el mismo nervio		
1	1.0	0.6 ⁺
2	0.85	0.6 ⁺
3 o más	0.7	0.6 ⁺

h_r = altura nominal del nervio, mm (cm)

w_r = ancho promedio del nervio o ménsula de concreto (como se define en la Sección I3.2c), mm (cm)

* para calificar “sin placa colaborante de acero”, los espárragos de corte deben ser soldados directamente al perfil de acero y no más del 50% del ala superior del perfil de acero puede ser cubierta por la placa colaborante o planchas de acero, tal como ocurre con el material de relleno en vigas.

** para espárrago individual

+ este valor puede aumentarse a 0.75 cuando $e_{md-h_t} \geq 51$ mm

(4) Resistencia de Conectores de Corte tipo Canal

La resistencia nominal de un conector de corte tipo canal embebido en una losa de concreto sólido debe ser determinada como sigue:

$$Q_n = 0.3 (t_f + 0.5 t_w) L_c \sqrt{f_c' E_c} \tag{I3-4}$$

donde

t_f = espesor del ala del canal, cm (mm)

t_w = espesor del alma del canal, cm (mm)

L_c = longitud del canal, cm (mm)

La resistencia del conector de corte canal debe ser desarrollada soldando al canal el ala de la viga para una fuerza igual a Q_n , considerando la excentricidad en el conector.

(5) Número Requerido de Conectores de Corte

El número de conectores de corte requeridos entre la sección de momento de flexión máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento cero debe ser igual a la fuerza de corte horizontal determinada de acuerdo con las Secciones I3.2d (1) y I3.2d(2) dividido por la resistencia nominal de un conector de corte como se determina por la Sección I3.2d (3) o Sección I3.2d (4).

(6) Ubicación y Espaciamiento de Conectores de Corte

Los conectores de corte requeridos en cada lado del punto de máximo momento de flexión, positivo o negativo, deben ser distribuidos uniformemente entre este punto y los puntos adyacentes de momento cero, a menos que se especifique de otra manera. Sin embargo, el número de conectores de corte ubicados entre cualquier carga concentrada y el punto de momento cero más cercano debe ser suficiente para desarrollar el momento máximo requerido en el punto de carga concentrada.

Los conectores de corte deben tener por lo menos 25 mm de recubrimiento lateral de concreto, excepto para conectores instalados en los nervios de las placas colaborantes. El diámetro de los conectores no debe ser mayor que 2.5 veces el espesor del ala a la cual son soldados, a no ser que se ubiquen sobre el alma. El espaciamiento mínimo de conectores (medido centro a centro) debe ser seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga compuesta soportante y cuatro diámetros en la dirección transversal, excepto dentro de los nervios de la placa colaborante orientadas perpendicularmente a la viga de acero, donde el espaciamiento mínimo debe ser cuatro diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo de conectores de corte no debe exceder ocho veces el espesor total de losa ni 900 mm.

3. Resistencia a Flexión de Miembros Embebidos y Miembros Rellenos de Concreto

La resistencia nominal de flexión de miembros embebidos y rellenos de concreto debe ser determinada usando uno de los siguientes métodos:

- (a) Para el estado límite de la primera fluencia (momento de primera fluencia), la resistencia de flexión nominal se calcula por la superposición de tensiones elásticas en la sección compuesta, considerando los efectos de apuntalamiento y

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

- (b) Para el estado límite de fluencia (momento plástico), la resistencia de flexión nominal se calcula por distribución de tensiones plásticas en la sección de acero solamente y

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

- (c) Cuando se dispone de conectores de corte y el concreto cumple los requisitos de Sección I1.2, la resistencia de flexión nominal debe ser calculada basándose en la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta o por el método de

compatibilidad de deformaciones, donde:

$$\phi_b = 0.85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.76 \text{ (ASD)}$$

14. COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

La interacción entre fuerza axial y flexión en miembros compuestos debe tomar en cuenta la estabilidad como lo requiere el Capítulo C. La resistencia de diseño en compresión, $\phi_c P_n$, y la resistencia admisible en compresión, P_n / Ω_c , así como la resistencia de diseño en flexión, $\phi_b M_n$, y la resistencia admisible en flexión, P_n / Ω_b , deben ser determinadas como sigue:

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

- (1) La resistencia nominal de la sección de un miembro compuesto sometido a combinación de compresión axial y flexión debe ser determinada usando el método de distribución de las tensiones plásticas o bien el método de compatibilidad de deformaciones.
- (2) Para tomar en cuenta la influencia de la longitud en la resistencia axial del miembro, la resistencia nominal axial del miembro debe ser determinada de acuerdo con la Sección I2 con P_o tomado como la resistencia nominal axial de la sección determinada como se indica en la Sección I4 (1) anterior.

15. CASOS ESPECIALES

Cuando la construcción compuesta no satisface los requisitos de las Secciones I1 a I4, la resistencia de los conectores de corte y el detallamiento para la construcción deben ser establecidos mediante ensayos.

CAPÍTULO J

DISEÑO DE CONEXIONES

Este Capítulo abarca el diseño de elementos de conexión, conectores y los elementos involucrados de los miembros conectados no solicitados por cargas de fatiga.

El Capítulo está organizado de la siguiente manera:

- J1. Disposiciones Generales
- J2. Soldaduras
- J3. Pernos y Partes Roscadas
- J4. Elementos Involucrados de Miembros y Elementos de Conexión
- J5. Placas de Relleno
- J6. Empalmes
- J7. Resistencia de Aplastamiento
- J8. Bases de Columnas y Aplastamiento del Concreto
- J9. Barras de Anclaje e Insertos
- J10. Alas y Almas con Cargas Concentradas

Nota: Las siguientes secciones aplican para los casos no incluidos en este Capítulo:

- Capítulo K. Diseño de Conexiones para Perfiles Tubulares
- Anexo 3. Diseño para Fatiga

J1. DISPOSICIONES GENERALES

1. Bases de Diseño

La resistencia de diseño, ϕR_n , y la resistencia admisible, R_n / Ω , de las conexiones debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de este Capítulo y las del Capítulo B.

La resistencia requerida de las conexiones debe ser determinada mediante análisis estructural para las cargas de diseño especificadas, consistente con el tipo de construcción especificada, o bien una proporción de la resistencia requerida del miembro conectado cuando así se especifica.

Se deben considerar los efectos de excentricidad cuando los ejes centroidales de los miembros cargados axialmente no se intersectan en un mismo punto.

2. Conexiones Simples

Las conexiones simples de vigas o enrejados deben ser diseñadas como flexibles y se permite dimensionarlas solamente para reacciones de corte, excepto que se indique lo contrario en los documentos de diseño. Las conexiones flexibles de vigas simples deben ser capaces de soportar las rotaciones de esas vigas en sus extremos. Se permite que la conexión desarrolle algo de deformación inelástica, pero auto-limitante, para acomodar las rotaciones de una viga simple en sus extremos.

3. Conexiones de Momento

Las conexiones en los extremos empotrados de vigas y enrejados deben ser diseñadas para el efecto combinado de fuerzas de momento y de corte inducidos por la rigidez de las conexiones. El criterio de respuesta para las conexiones de momento es especificado en la Sección B3.6b.

Nota: Para establecer la resistencia y la rigidez requeridas para el diseño de la conexión, ver el Capítulo C y el Anexo 7.

4. Miembros en Compresión y Juntas de Aplastamiento

Los miembros en compresión con placas de aplastamiento deben cumplir los siguientes requerimientos:

- a) Cuando las columnas se apoyan sobre placas de aplastamiento o se interrumpen para apoyarse sobre empalmes, debe haber suficientes conectores para sujetar en forma segura, todas las partes en su lugar.
- b) Cuando los miembros en compresión que no sean columnas se interrumpen para ser empalmados, el material de empalme y sus conectores deben ser distribuidos para mantener alineadas todas las partes y se dimensionarán para las condiciones (i) o (ii) indicadas más adelante. Se permite usar el menor valor dado por las siguientes condiciones:
 - (i) Una tracción axial de 50% de la resistencia de compresión requerida del miembro;
o
 - (ii) El momento y corte resultantes de una carga transversal igual al 2% de la resistencia requerida del miembro en compresión. La carga transversal debe ser aplicada en la ubicación del empalme independientemente de otras cargas que actúan en el miembro. El miembro debe considerarse como rotulado para la determinación de los cortes y momentos en el empalme.

Nota: Todas las juntas de compresión deben también ser dimensionadas para resistir cualquier tracción producida por las combinaciones de cargas estipuladas en la Sección B2.

5. Empalmes en Secciones Pesadas

Cuando se deben transmitir fuerzas de tracción originadas por cargas de tracción o flexión a través de empalmes en secciones pesadas, como se define en las Secciones A3.1c y A3.1d, por soldaduras de bisel de penetración completa (CJP), deben aplicarse los requisitos de tenacidad del material dados en las Secciones A3.1c y A3.1d, los detalles de perforaciones de acceso a soldaduras dados en la Sección J1.6, y los requisitos de preparación e inspección de las superficies cortadas con soplete dadas en la Sección M2.2. Las disposiciones anteriores no se aplican a empalmes de elementos de perfiles armados que son soldados previo al armado del perfil.

Nota: Los empalmes con soldadura de tope de penetración completa (CJP) de secciones pesadas pueden exhibir efectos perjudiciales de retracción de la soldadura. Los miembros que fueron dimensionados en compresión y que también están solicitados por fuerzas de tracción pueden ser menos susceptibles al daño por retracción si son empal-

mados utilizando soldadura de tope de penetración parcial (PJP) en las alas y soldadura de filete en las planchas de alma o por medio de conexiones apernadas para una parte o para la totalidad del empalme.

6. Destaje de Vigas y Perforaciones de Acceso a la Soldadura

Todas las perforaciones de acceso a la soldadura que se necesiten para facilitar las operaciones de soldado deben tener una longitud, medida desde el talón de preparación de la soldadura no menor que 1.5 veces el espesor del material donde se hace la perforación. La altura de la perforación de acceso debe ser 1,5 veces el espesor del material donde se perfora, T_w , pero no menor que 25 mm ni mayor que 50 mm. La perforación de acceso debe ser detallada para proveer el espacio requerido para el respaldo de la soldadura si es necesario.

Antes de cortar secciones laminadas o soldadas, el borde del alma debe ser achaflanado o curvo, desde la superficie del alma hasta la superficie reentrante de la perforación de acceso. Todos los cortes de destajes en las vigas y en las perforaciones de acceso en perfiles laminados y perfiles armados con soldaduras de tope de penetración completa (CJP) que unen el alma al ala deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes afiladas. Los arcos de las perforaciones de acceso a soldadura deben tener un radio mayor que 10 mm.

Todos los destajes y las perforaciones de acceso a soldaduras en perfiles armados con soldadura de filete o de tope de penetración parcial (PJP) que unen el alma al ala deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes afiladas. Se permite que las perforaciones de acceso terminen perpendicularmente al ala, cumpliéndose que la soldadura se termine antes de alcanzar la perforación de acceso por lo menos a una distancia igual al tamaño de la soldadura.

Para secciones pesadas como se define en las Secciones A3.1c y A3.1d, las superficies cortadas térmicamente en los destajes de vigas y las perforaciones de acceso deben pulirse hasta alcanzar el metal brillante y deben ser inspeccionadas por métodos de partículas magnéticas o líquidos penetrantes previo al depósito de soldaduras de empalme. Cuando la porción de transición curva de las perforaciones de acceso y los destajes de viga son formados por pretaladrado o por perforaciones aserradas, aquella porción no necesita pulirse. Las perforaciones de acceso a soldadura y los destajes de viga en otros perfiles no necesitan pulirse ni ser inspeccionados por métodos de partículas magnéticas o líquidos penetrantes.

7. Ubicación de Soldaduras y Pernos

Los grupos de soldaduras y pernos en los extremos de cualquier miembro que transmite carga axial deben ser dimensionados de manera tal que el centro de gravedad del grupo coincida con el centro de gravedad del miembro, a no ser que se considere su excentricidad en el diseño. La disposición anterior no es aplicable a conexiones extremas de ángulos simples, ángulos doble, y miembros similares cargados estáticamente.

8. Pernos en Combinación con Soldaduras

Se permite considerar que los pernos comparten la carga en combinación con soldaduras solamente en conexiones de corte con pernos de cualquier grado según la Sección A3.3 instalados en perforaciones estándar o en ranuras cortas transversales a la dirección de la carga y con soldadura de filete cargada longitudinalmente. En tales conexiones la resistencia disponible de los pernos no debe tomarse mayor que el 50% de la resistencia disponible de pernos tipo aplastamiento en la conexión.

Cuando se realizan alteraciones a las estructuras, se permite utilizar los conectores existentes (remaches y pernos de alta resistencia apretados según los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico) para transferir las cargas presentes en el momento de la alteración y la soldadura sólo necesita cubrir la resistencia requerida.

9. Pernos de Alta Resistencia en Combinación con Remaches

Tanto en trabajos nuevos y en alteraciones, se permite considerar que los pernos de alta resistencia comparten la carga con remaches existentes, sólo si se diseña la conexión como de deslizamiento crítico de acuerdo con las disposiciones de la Sección J3.

10. Limitaciones en Conexiones Apernadas y Soldadas

Se deben utilizar juntas pretensionadas, juntas de deslizamiento crítico o soldaduras para las siguientes conexiones:

- (1) Empalmes de columna en todas las estructuras de pisos múltiples por sobre los 38 m de altura.
- (2) Conexiones de todas las vigas a columnas y cualquier otra viga que fije un arriostramiento de columna en estructuras por sobre los 38 m de altura.
- (3) En todas las estructuras que soporten grúas sobre 5 T (50 kN) de capacidad: empalmes de vigas de enrejados de techo y conexiones de enrejados a columnas, empalmes de columnas, arriostramiento de columnas, cartelas y soportes de grúas.
- (4) Conexiones para el soporte de maquinaria y otras sobrecargas que produzcan cargas de impacto o cargas reversibles.

Se permiten las juntas de apriete ajustado (apriete no calibrado, dado por la capacidad de apriete de un operador) o juntas con pernos ASTM A307 excepto donde se especifique lo contrario.

J2. SOLDADURAS

En esta Especificación, se aplican todas las disposiciones de la AWS D1.1, con la excepción de las secciones de la Especificación AISC enumeradas a continuación, que aplican en vez de las disposiciones AWS citadas :

- (1) Sección J1.6, en vez de la Sección 5.17.1, AWS D1.1
- (2) Sección J2.2a, en vez de la Sección 2.3.2, AWS D1.1
- (3) Tabla J2.2, en vez de la Tabla 2.1, AWS D1.1
- (4) Tabla J2.5, en vez de la Tabla 2.3, AWS D1.1

- (5) Tabla A-3.1 del Anexo 3, en vez de la Tabla 2.4, AWS D1.1
- (6) Sección B3.9 y el Anexo 3, en vez de la Parte C, Sección 2, AWS D1.1
- (7) Sección M2.2, en vez de las Secciones 5.15.4.3 y 5.15.4.4, AWS D1.1

1. Soldaduras de Tope

1a. Área Efectiva

Se debe considerar el área efectiva de las soldaduras de tope como la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva.

El espesor de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración completa (CJP) debe ser el espesor de la parte más delgada conectada.

El espesor de garganta efectivo de una soldadura de tope con junta de penetración parcial (PJP) debe ser el que se muestra en la Tabla J2.1.

Nota: El tamaño de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración parcial depende del proceso utilizado y de la posición de la soldadura. Los documentos contractuales deben indicar la garganta efectiva o la resistencia de la soldadura requerida, y el fabricante debe detallar la junta basándose en el proceso de soldadura y en la posición a utilizar para soldar la junta.

El tamaño de la soldadura efectiva para soldaduras de tope con bisel convexo, cuando se llena al nivel de la superficie de una barra redonda, del doblé de 90° en una sección conformada, o en un tubo rectangular, debe ser como se muestra en la Tabla J2.2 a no ser que otras gargantas efectivas sean demostradas por ensayos. El tamaño efectivo de las soldaduras de tope con bisel convexo no llenado a ras deben ser como se muestra en la Tabla J2.2, menos la mayor dimensión perpendicular medida desde la línea de nivelado de la superficie del metal base hasta la superficie de soldadura.

Se permiten espesores de garganta efectiva mayores que los mostrados en la Tabla J2.2, siempre que el fabricante pueda establecer por calificación la producción consistente de tales espesores mayores de garganta efectiva. La calificación debe consistir en el seccionamiento de soldaduras normales en su eje en la mitad y en sus extremos terminales. Tal seccionamiento debe ser realizado en un número de combinaciones de tamaños de material representativo del rango a ser utilizado en la fabricación.

Tabla J 2.1
Garganta Efectiva de Soldaduras de tope
con Junta de Penetración Parcial

Proceso de Soldado	Posición de Soldado F (estirado), H (horizontal), V (vertical), OH (sobre cabeza)	Tipo de surco (Figura 3.3, AWS D1.1)	Garganta Efectiva
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todos	Bisel J o U 60° V	Profundidad del bisel
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	Todos		
Arco Sumergido (SAW)	F	Bisel J o U Bisel 60° o V	
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	F, H	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todos	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	V, OH	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm

Tabla J 2.2
Tamaño de Soldadura Efectiva de
Soldaduras de tope Biseladas

Proceso de Soldado	Surco de Bisel Curvo^[a]	Surco V Curvo
GMAW y FCAW-G	5/8 R	3/4 R
SMAW y FCAW-S	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R

[a] Para surcos de bisel curvo con $R < 10$ mm usar solamente soldadura de filete de refuerzo en juntas llenadas a tope.
 Nota general: R = radio de la superficie de junta (se puede suponer igual a $2r$ para secciones tubulares), mm.

1b. Limitaciones

El espesor mínimo de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración parcial no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni el tamaño mostrado en la Tabla J2.3. El tamaño de soldadura mínimo se determina como la más delgada de las dos partes unidas.

Tabla J 2.3
Espesor Mínimo de Garganta Efectiva

Espesor de material de la parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16

[a] Para surco de bisel curvo

2. Soldaduras de Filete

2a. Área Efectiva

El área efectiva de una soldadura de filete será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete debe ser la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura. Se permite un aumento en la garganta efectiva si se demuestra una penetración consistente más allá de la raíz de la soldadura mediante ensayos consistentes al proceso de producción y las variables de procedimiento.

Para soldadura de filete en perforaciones y ranuras, la longitud efectiva debe ser la longitud del eje central de la soldadura a lo largo del plano que pasa a través de la garganta. En el caso de filetes traslapados, el área efectiva no debe exceder el área nominal de la perforación o ranura, en el plano de la superficie de contacto.

2b. Limitaciones

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la Tabla J2.4. Estas disposiciones no aplican para refuerzos de soldadura de filete en soldaduras de tope con junta de penetración parcial o completa.

Tabla J 2.4
Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete

Espesor de la parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^[a] , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.

El tamaño máximo de soldadura de filete para partes conectadas debe ser:

- (a) A lo largo de los bordes del material con espesor menor a 6 mm, no mayor que el espesor del material.
- (b) A lo largo de los bordes del material con espesor igual o mayor a 6 mm, no mayor que el espesor del material menos 2 mm, a no ser que la soldadura sea designada especialmente en los planos para ser ejecutada de manera de obtener el espesor de la garganta completa. En la condición de soldado, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura sea menor que 2 mm siempre que sea posible verificar el tamaño de la soldadura.

La longitud efectiva mínima de las soldaduras de filete diseñadas por resistencia no debe ser menor que cuatro veces el tamaño nominal, en caso contrario, se debe considerar que el tamaño de la soldadura no exceda un cuarto de su longitud efectiva. Cuando las soldaduras de filete longitudinales son empleadas solamente en las conexiones de los extremos de los miembros modelados como estructuras de barras planas solicitadas a tracción, la longitud de cada filete de soldadura no debe ser menor que la distancia perpendicular entre ellas. Ver la Sección D3.3 para el efecto de la longitud de soldadura de filete longitudinal en conexiones extremas que consideran el área efectiva del miembro conectado.

Para soldaduras de filete de carga extrema con una longitud de hasta 100 veces la dimensión del pie, se permite tomar la longitud efectiva igual a la longitud real. Cuando la longitud de la soldadura de filete de carga extrema excede de 100 veces el tamaño de soldadura, la longitud efectiva debe ser determinada multiplicando la longitud real por el factor de reducción, β , determinado a continuación:

$$\beta = 1.2 - 0.002 (L/w) \leq 1.0 \quad (J2-1)$$

donde

L = longitud existente de la soldadura en los extremos cargados, mm
 w = tamaño de la soldadura, mm

Cuando la longitud de la soldadura excede de 300 veces el tamaño de la soldadura, el valor de β se debe tomar igual a 0.60.

Se permite utilizar las soldaduras de filete intermitentes para transmitir las tensiones calculadas a través de la junta o superficies de contacto cuando la resistencia requerida es menor que la desarrollada por una soldadura de filete continua con el menor tamaño permitido, para unir componentes de miembros armados. La longitud efectiva de cualquier segmento de soldadura de filete intermitente no debe ser menor que cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 38 mm.

En juntas de traslape, la cantidad mínima de traslape debe ser de cinco veces el espesor de la parte unida más delgada, pero no menor que 25 mm. Las juntas de traslape que unen planchas o barras solicitadas por tracción axial, y que solamente utilizan soldaduras de filete transversal, deben ser soldadas a lo largo del extremo de ambas partes trasla-

padas, excepto donde la flexión de las partes traslapadas esté suficientemente restringida para prevenir una apertura de la junta bajo condiciones de carga máxima.

Se permite que durante el proceso de soldado, las detenciones de soldadura de filete sean cortas, extendidas a los extremos de las partes, o ser cerradas, excepto por las limitaciones presentadas a continuación:

- (1) Para los elementos traslapados de miembros en que una parte conectada se extiende más allá del borde de otra parte conectada solicitada por la tracción calculada, las soldaduras de filete deben terminar a una distancia no menor que el tamaño de la soldadura desde el borde.
- (2) Para conexiones donde se requiere de flexibilidad de los elementos sobresalientes, cuando se utilizan retornos extremos, la longitud del retorno no debe exceder cuatro veces el tamaño nominal de la soldadura ni la mitad del ancho de la parte.
- (3) Las soldaduras de filete que conectan atiesadores transversales a las almas de vigas de espesor 19 mm o menor, deben terminar a una distancia no menor que cuatro veces ni mayor que seis veces el espesor del alma en el pie donde se ubican las soldaduras alma-ala, excepto donde los extremos de los atiesadores sean soldados al ala.
- (4) Soldaduras de filete que ocurren en lados opuestos en un plano común deben ser interrumpidas en la esquina común de ambas soldaduras.

Nota: Las terminaciones de soldadura de filete deben ser ubicadas aproximadamente a un alto de soldadura desde el borde de la conexión para minimizar muescas en el metal base. Las soldaduras de filete terminadas en el extremo de la junta, que no sean aquellas que conectan atiesadores a almas de vigas, no necesitan ser corregidas.

Las soldaduras de filete en perforaciones y ranuras pueden utilizarse para transmitir corte en juntas de traslape o para prevenir el pandeo o separación de partes traslapadas y para unir las partes que componen a los miembros armados. Tales soldaduras de filete pueden traslaparse, sujetas a las disposiciones de la Sección J2. Las soldaduras de filete en perforaciones o ranuras no deben considerarse como soldaduras de tapón.

3. Soldaduras de Tapón y de Ranura

3a. Área Efectiva

El área de corte efectivo de soldaduras de tapón y de ranura debe ser considerada como el área nominal de la perforación o ranura en el plano de la superficie de contacto.

3b. Limitaciones

Se permite que las soldaduras de tapón o de ranura sean utilizadas para transmitir el corte en juntas de traslape o para prevenir el pandeo de partes traslapadas y para unir las partes que componen a los miembros armados.

El diámetro de las perforaciones para una soldadura de tapón no debe ser menor que el espesor de la parte conectada más 8 mm aproximado al mayor valor par (en mm), ni

mayor que el diámetro mínimo más 3 mm o $2\frac{1}{4}$ veces el espesor de la soldadura.

El espaciamiento centro a centro mínimo de soldaduras de tapón debe ser igual a cuatro veces el diámetro de la perforación.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no debe exceder de diez veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no debe ser menor que el espesor de la parte que lo contiene más 8 mm aproximado al mayor valor par (en mm), y no debe ser mayor que $2\frac{1}{4}$ veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura deben ser semicirculares o deben tener esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la parte que lo contiene, excepto aquellos extremos que se extienden hasta el borde de la parte.

El espaciamiento mínimo de líneas de soldaduras de ranura en la dirección transversal a su longitud debe ser cuatro veces el ancho de la ranura. El espaciamiento centro a centro mínimo en la dirección longitudinal de cualquier línea debe ser dos veces la longitud de la ranura.

El espesor de las soldaduras de tapón o de ranura en un material de espesor 16 mm o menor debe ser igual al espesor del material. En materiales con espesores mayores a 16 mm, el espesor de la soldadura debe ser por lo menos un medio del espesor del material pero no menor que 16 mm.

4. Resistencia

La resistencia de diseño, ϕR_n y la resistencia admisible, R_n/Ω , de juntas soldadas debe ser el valor menor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límites de fractura en tracción y fractura en corte y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia, como se menciona a continuación:

(a) Para el metal base

$$R_n = F_{BM} A_{BM} \quad (J2-2)$$

(b) Para el metal de soldadura

$$R_n = F_w A_w \quad (J2-3)$$

donde

F_{BM} = tensión nominal del metal base, kgf/cm² (MPa)

F_w = tensión nominal del metal de soldadura, kgf/cm² (MPa)

A_{BM} = área de la sección transversal del metal base, cm² (mm²)

A_w = área efectiva de la soldadura, cm² (mm²)

Los valores de ϕ , Ω , F_{BM} y F_w , y las limitaciones respectivas se entregan en la Tabla J2.5.

Alternativamente, para soldaduras de filete cargadas en el plano se permite determinar la resistencia disponible y la resistencia admitida de la siguiente forma:

$$\phi_b = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(a) Para un grupo lineal de soldaduras en el plano que pase a través del centro de gravedad:

$$R_n = F_w A_w \quad (\text{J2-4})$$

donde

$$F_w = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta)$$

y

F_{EXX} = número de clasificación del electrodo, kgf/cm² (MPa)

θ = ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura, grados.

Nota: Un grupo lineal de soldaduras es aquel en que todos sus elementos están en una línea o son paralelos.

(b) Para elementos de soldadura dentro de un grupo de soldaduras que están cargadas en el plano y analizadas utilizando el método del centro instantáneo de rotación, se permite determinar los componentes de la resistencia nominal, R_{nx} y R_{ny} , de acuerdo con lo siguiente:

$$R_{nx} = \sum F_{wix} A_{wi} \quad R_{ny} = \sum F_{wiy} A_{wi} \quad (\text{J2-6})$$

donde

A_{wi} = área efectiva de garganta de soldadura del elemento "i" de soldadura, cm² (mm²)

$$F_{wi} = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta) f(p_i) \quad (\text{J2-7})$$

$$f(p) = [p_i (1.9 - 0.9 p_i)]^{0.3} \quad (\text{J2-8})$$

F_{wi} = tensión nominal del elemento "i" de soldadura, kgf/cm² (MPa)

F_{wix} = componente x de la tensión, F_{wi}

F_{wiy} = componente y de la tensión, F_{wi}

p = Δ_i, Δ_{mi} razón entre la deformación y la deformación de máxima tensión para el elemento "i"

w = tamaño del pie de soldadura, mm

r_{crit} = distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el elemento de soldadura con valor mínimo de razón Δ_u / r_i , mm

Δ_i = deformación de los elementos de soldadura para niveles de tensión intermedios, linealmente proporcionados para la deformación crítica basados en la distancia desde el centro instantáneo de rotación, r_i , mm

$$= r_i \Delta_u / r_{crit}$$

Δ_m = $0.209(\theta + 2)^{-0.32} w$, la deformación del elemento de soldadura en su tensión máxima, mm

$\Delta_n = 1.087(\theta + 6)^{-0.65} w \leq 0.17w$, la deformación del elemento de soldadura en su tensión última (fractura), usualmente en el elemento más alejado del centro instantáneo de rotación, mm

- (c) Para grupos de soldadura de filete cargados concéntricamente y consistentes de elementos que están orientados tanto longitudinal como transversalmente a la dirección de aplicación de la carga, la resistencia combinada, R_n , del grupo de soldaduras de filete debe ser determinado como el mayor valor entre:

$$(i) R_n = R_{wl} + R_{wt} \quad (J2-9a)$$

o

$$(ii) R_n = 0.85R_{wl} + 1.5R_{wt} \quad (J2-9b)$$

donde

R_{wl} = la resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, como se determina de acuerdo con la Tabla J2.5, T (kN)

R_{wt} = la resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente, como se determina de acuerdo con la Tabla J2.5 sin la alternativa de la Sección J2.4(a), T (kN)

Tabla J 2.5

Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{BM} y F_w) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{BM} y A_w) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte ^{[a][b]}
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACIÓN COMPLETA					
Tracción Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere de metal de aporte resistente a muescas. Ver la Sección J2.6.
Compresión Normal el eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se permite metal de aporte con nivel de resistencia igual a un nivel de resistencia menor que metal de aporte compatible con el metal base.
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	Tracción o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de soldaduras que unen las partes				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que metal de aporte compatible con el metal base.
Corte	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. ^[c]
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACIÓN PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS DE SURCOS V Y BISEL ACAMPANADOS					
Tracción Normal al eje de soldadura	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	Ver J4	Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60 F_{EXX}$	Ver J2.1a	
Compresión Columna a placa base y empalmes de columna diseñadas por Sección J1.4(a)	No se necesita considerar la tensión de compresión en el diseño de soldaduras que conectan las partes.				
Compresión Conexiones de miembros diseñados para soportar que no sean columnas como se describe en Sección J1.4(b)	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60 F_{EXX}$	Ver J2.1a	
Compresión Conexiones no terminadas para soporte	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90 F_{EXX}$	Ver J2.1a	
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Corte	Base	Gobernado por J4			
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	Ver J2.1a	

Tabla J 2.5 (continuación)
Resistencia Disponible de Juntas Soldadas,
T (kN)

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{BM} y F_w) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{BM} y A_w) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte[a][b]
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESVIADAS					
Corte	Base	Governado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	0.60 F _{EXX} [d]	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE RANURA					
Corte Paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Governado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	0.60 F _{EXX}	Ver J2.3a	
<p>[a] Para metal de soldadura compatible con metal base ver la Sección 3.3 de AWS D1.1.</p> <p>[b] Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia un nivel mayor que aquel compatible con el metal base.</p> <p>[c] Se pueden usar metales de aporte con un nivel de resistencia menor que aquel compatible con el metal base para soldaduras de tope entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde la alta condición de restricción es una preocupación. En estas aplicaciones, la junta soldada puede ser detallada y la soldadura puede ser diseñada utilizando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 0.80$, $\Omega = 1.88$ y 0.60 F_{EXX} como resistencia nominal.</p> <p>[d] Alternativamente, se permiten las disposiciones de la Sección J2.4(a) cuando se considera la compatibilidad de deformaciones de los variados elementos de soldadura. Alternativamente, las Secciones J2.4(b) y (c) son aplicaciones especiales de la Sección J2.4(a) que proveen la compatibilidad de deformación.</p>					

5. Combinación de Soldaduras

Si dos o más tipos generales de soldadura (tope, filete, tapón, ranura) son combinadas en una misma junta, la resistencia de cada una debe ser calculada por separado con referencia al eje del grupo a fin de poder determinar la resistencia de la combinación.

6. Requisitos del Metal de Aporte

La elección del electrodo para ser usado en soldaduras de tope con junta de penetración completa solicitada a tracción normal del área efectiva debe cumplir con los requisitos para metales de aporte según el metal base dado en AWS D1.1.

Nota: La siguiente Tabla resume las disposiciones de la AWS D1.1 para metales de aporte compatibles con el metal base. Existen otras restricciones también. Para una lista completa de metales base y metales de aporte compatibles precalificados ver la Tabla 3.1 de AWS D1.1.

Metal Base	Metal de Aporte Compatible
A36, espesor \leq 19 mm	Electrodos E60 & E70
A36, espesor > 19 mm A588* A1011	A572(Gr.50&55) A913(Gr.50) A992 A1018
A913 (Gr.60&65)	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Otros procesos: Electrodo E70
	Electrodos E80
<p>* Para resistencia a la corrosión y color similar a la base ver la Sección 3.7.3 de AWS D1.1.</p> <p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> Los electrodos deben cumplir con los requisitos de los Artículos A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28, A5.29 de AWS. En juntas con metales base de diferente resistencia se debe utilizar cualquiera de los metales de aporte compatibles con la mayor resistencia del metal base o un metal de aporte compatible con la menor resistencia y produzca un pequeño depósito de hidrógeno. 	

Un metal de aporte con tenacidad “Charpy V-Notch” (CVN) especificada de 27J a 4°C debe ser usado en las siguientes juntas:

- (1) Juntas T y de esquina soldadas de tope con junta de penetración completa, con respaldo de acero dejado en sitio, solicitada por tracción normal al área efectiva, a no ser que las juntas sean diseñadas utilizando la resistencia nominal y el factor de resistencia o el factor de seguridad aplicables para soldadura con junta de penetración parcial.
- (2) Empalmes soldados de tope con junta de penetración completa solicitadas por tracción normal al área efectiva en secciones pesadas como se define en los Artículos A3.1c y A3.1d.

El Certificado de Conformidad del fabricante debe ser suficiente evidencia de aprobación.

7. Metal de Soldadura Mezclado

Cuando se especifica la tenacidad Charpy, los materiales utilizados en el proceso para todos los metales de soldadura, soldaduras de punto, pasos de raíz y pasos subsecuentes depositados en una junta, deben ser compatibles para asegurar la tenacidad del metal de acero compuesto.

J3. PERNOS Y PARTES ROSCADAS

1. Pernos de Alta Resistencia

El uso de pernos de alta resistencia debe satisfacer las disposiciones de la *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, de ahora en adelante referida como la Especificación RCSC, aprobada por el Consejo de Investigación de Uniones Estructurales, excepto cuando se disponga lo contrario en esta Especificación.

Todas las superficies de la junta cuando es ensamblada, incluyendo aquellas adyacentes a las arandelas o golillas, deben estar libres de escamas, excepto las escamas de fábrica. Todos los pernos ASTM A325 y A490 deben ser apretados a una tensión de perno no menor que la entregada en la Tabla J3.1, excepto lo que se indica a continuación. Con la excepción antes mencionada, se debe asegurar la instalación por cualquiera de los siguientes métodos: método del giro de la tuerca, un indicador de tensión directo, llave calibrada o diseño alternativo.

Se permite que los pernos sean instalados en la condición de apriete ajustado cuando se usan en:

- (a) Conexiones de tipo aplastamiento, o
- (b) Aplicaciones de tracción o combinación de corte y tracción, solamente para pernos ASTM A325, donde la pérdida o fatiga debido a vibración o fluctuaciones de la carga no se considera en el diseño.

La condición de apriete ajustado se define como la más firme alcanzada tanto por pequeños impactos de una llave de impacto o por el máximo esfuerzo de un trabajador con una llave de palanca corriente que permite que las piezas conectadas queden en contacto firme. Se deben identificar claramente aquellos pernos que serán sujetos a apriete ajustado en los planos de diseño y de montaje.

Nota: Se permite que los pernos sean apretados en exceso respecto de la condición de apriete ajustado, si se especifica este tipo de apriete en los pernos.

Cuando se usan pernos ASTM A490 de más de 25 mm de diámetro en perforaciones ranuradas o sobredimensionadas en plegados externos, sólo una golilla endurecida de material ASTM F436, excepto con espesor mínimo de 8 mm, debe ser utilizada en vez de una golilla estándar.

Nota: Los requisitos que deben cumplir las golillas se presentan en la Sección 6 de la Especificación RCSC.

En conexiones de deslizamiento crítico, cuando la dirección de la carga es en la direc-

ción del borde de una parte conectada, se debe proveer una adecuada resistencia de aplastamiento basada en los requisitos aplicables de la Sección J3.10.

Cuando no se pueden entregar los requisitos para pernos ASTM A325, F1852 o A490, debido a que los requisitos de longitud exceden de 12 diámetros o los diámetros exceden de 38 mm, se permite utilizar pernos o barras roscadas de material ASTM A354 Gr. BC, A354 Gr. BD o A449, de acuerdo con las disposiciones para barras roscadas en la Tabla J3.2.

Cuando se utilizan pernos o barras roscadas de material ASTM A354 Gr. BC, A354 Gr. BD o A449 en conexiones de deslizamiento crítico, la geometría del perno incluyendo la cabeza y la(s) tuerca(s) debe ser igual o proporcional (si son mayores en diámetro) a las entregadas por los pernos ASTM A325 o A490. La instalación debe cumplir con los requisitos aplicables por la Especificación RCSC con modificaciones según lo requiera para el diámetro aumentado y/o la longitud para proveer la pretensión de diseño.

Tabla J3.1
Pretensión Mínima de Pernos, kips*

Tamaño Perno, in	Pernos A325	Pernos A490
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

Tabla J3.1 M
Pretensión Mínima de Pernos, kN*

Tamaño Perno, mm	Pernos A325	Pernos A490
M 16	91	114
M 20	142	179
M 22	176	221
M 24	205	257
M 27	267	334
M 30	326	408
M 36	475	596

* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

Tabla J 3.2
Pretensión Tensión Nominal de Conectores
y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa)

Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt}, kgf/cm² (MPa)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nv}, kgf/cm² (MPa)
Pernos A307	3 160 (310) ^{[a][b]}	1 680 (165) ^{[b][c][f]}
Pernos A325, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	6 320 (620) ^[e]	3 360 (330) ^[f]
Pernos A325, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	6 320 (620) ^[e]	4 220 (414) ^[f]
Pernos A490, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	7 950 (780) ^[e]	4 220 (414) ^[f]
Pernos A490, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	7 950 (780) ^[e]	5 300 (520) ^[f]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	0.75 F_U ^{[a][d]}	0.40 F_U
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	0.75 F_U ^{[a][d]}	0.50 F_U

[a] Sujeto a los requisitos del Anexo 3.
 [b] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.
 [c] Rosca permitida en los planos de corte.
 [d] La resistencia de tracción nominal para la porción roscada de una barra con extremos ensanchados, basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca, A_D , que debe ser mayor que el valor obtenido al multiplicar F_y por el área del cuerpo nominal de la barra antes de su ensanchamiento.
 [e] Para pernos A325 y A490 solicitados por carga de tracción de fatiga, ver el Anexo 3.
 [f] Cuando las conexiones de tipo aplastamiento utilizadas en empalmes de miembros en tracción poseen un patrón de conectores cuya longitud, medida paralela a la línea de carga, excede de 1270 mm, se deben reducir los valores tabulados por 20%.

2. **Tamaño y Uso de las Perforaciones**

Los tamaños máximos de perforaciones para pernos se entregan en la Tabla J3.3, excepto en el caso de detalles de placa base de columnas, en los cuales se permiten perforaciones más grandes, pues se requieren una mayor tolerancia, para la ubicación de los pernos de anclaje en las fundaciones de concreto.

Se deben proveer perforaciones estándar o perforaciones de ranura corta transversal a la dirección de la carga, de acuerdo con las disposiciones de esta Especificación, a menos que el ingeniero estructural responsable del proyecto apruebe por escrito a la inspección técnica contratada perforaciones sobremedidas, perforaciones de ranura corta paralela a la dirección de carga o perforaciones de ranura larga. Se permiten cuñas ranuradas de hasta 6 mm en conexiones de deslizamiento crítico diseñadas en la base de perforaciones estándar sin reducción de la resistencia de corte nominal del conector por aquel especificado para perforaciones ranuradas.

Se permiten perforaciones sobremedidas en cualquiera o todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico, sin embargo, estas no deben ser utilizadas en conexiones de tipo aplastamiento. Se deben instalar arandelas o golillas endurecidas en perforaciones sobremedidas en la pieza exterior.

Se permiten perforaciones de ranura corta en cualquiera o todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico o de tipo aplastamiento. Se permiten las ranuras sin consideración de la dirección de carga en conexiones de deslizamiento crítico, pero en conexiones tipo aplastamiento la longitud debe ser normal a la dirección de carga. Las arandelas o golillas deben ser instaladas sobre las perforaciones de ranura corta en la pieza exterior; tales arandelas o golillas deben ser endurecidas cuando se utilizan pernos de alta resistencia.

Se permiten perforaciones de ranura larga solamente en una de las partes conectadas tanto de conexión de deslizamiento crítico o de tipo aplastamiento como en una superficie de contacto individual. Se permiten perforaciones de ranura larga sin consideración de la dirección de carga en conexiones de deslizamiento crítico, pero deben ser perpendiculares a la dirección de carga en conexiones de tipo aplastamiento. Cuando se utilizan perforaciones de ranura larga en una pieza exterior, se debe proveer de planchas de ajuste (lainas), o una barra continua con perforaciones estándar, que tenga un tamaño suficiente para cubrir completamente la ranura después de la instalación. En conexiones con pernos de alta resistencia, tales planchas de ajuste o barras continuas deben tener un espesor no menor que 8 mm y deben ser de un material con grado estructural, pero no necesitan ser endurecidas. Cuando se necesiten arandelas o golillas endurecidas para ser utilizadas en pernos de alta resistencia, las golillas endurecidas deben ser ubicadas sobre la superficie exterior de la plancha de ajuste o barra.

Tabla J 3.3
Dimensiones de Agujero Nominal, in

Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 11/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 19/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 17/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 11/8	15/16 x 23/16
1	1 1/16	1 1/4	11/16 x 1 5/16	11/16 x 2 1/2
≥ 11/8	$d + 11/16$	$d + 5/16$	$(d + 1/16) \times (d + 3/8)$	$(d + 1/16) \times (2.5 + d)$

Tabla J 3.3 M
Dimensiones de Agujero Nominal, mm

Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27 [a]	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 3.5d$

[a] Espacio entregado para permitir la utilización si se desea de un perno de 1-in.

3. Espaciamiento Mínimo

La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas o ranuradas, no debe ser menor que 2-2/3 veces el diámetro nominal, d , del conector; se prefiere una distancia de $3d$.

4. Distancia Mínima al Borde

La distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable de la Tabla J3.4, o el requerido en la Sección J3.10. La distancia desde el centro de una perforación sobredimensionada o ranurada hasta el borde de una parte conectada no debe ser menor que la requerida por un perforación estándar hasta el borde de una parte conectada más el incremento aplicable C_2 que se obtiene de la Tabla J3.5.

Nota: Las distancias de borde en la Tabla J3.4 son distancias de borde mínimas basadas en prácticas de fabricación estándar y tolerancias de trabajo. Se deben satisfacer las disposiciones apropiadas de las Secciones J3.10 y J4.

Tabla J 3.4
Distancia Mínima al Borde^[a], in,
desde el Centro del Agujero Estándar^[b]
hasta el Borde de la Parte Conectada

Diámetro Perno (in)	En bordes aserrados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico^[c]
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2 ^[d]	1 1/8
1	1 3/4 ^[d]	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 3/4 x <i>d</i>	1 1/4 x <i>d</i>

- ^[a] Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada.
^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.
^[c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 1/8 in cuando el agujero esta en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.
^[d] Se permite que estas sean 1 1/4 in en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.

Tabla J 3.4 M
Distancia Mínima al Borde^[a], mm,
desde el Centro del Agujero Estándar^[b]
hasta el Borde de la Parte Conectada

Diámetro Perno (in)	En bordes aserrados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico^[c]
16	28	22
20	34	26
22	38 ^[d]	28
24	42 ^[d]	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46
Sobre 36	1.75 <i>d</i>	1.25 <i>d</i>

- ^[a] Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada.
^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.
^[c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 3 mm cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.
^[d] Se permite que estas sean 3 mm en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.

Tabla J 3.5
Valores del Incremento de Distancia de Borde C₂, in

Diámetro Nominal del Conector (in)	Agujero Sobretamaño	Agujeros Ranurados		
		Eje Largo Perpendicular al Borde		Eje Largo Paralelo al Borde
		Ranura Corta	Ranura Larga[a]	
≤7/8	1/16	1/8	3/4 d	0
1	1/8	1/8		
≥1 1/8	1/8	3/16		

[a] Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo admisible (ver Tabla J3.3), se permite que C2 sea reducido por la mitad de la diferencia entre las longitudes de ranura máxima y actual.

Tabla J 3.5 M
Valores del Incremento de Distancia de Borde C₂, mm

Diámetro Nominal del Conector (mm)	Agujero Sobretamaño	Agujeros Ranurados		
		Eje Largo Perpendicular al Borde		Eje Largo Paralelo al Borde
		Ranura Corta	Ranura Larga[a]	
≤22	2	3	0.75 d	0
24	3	3		
≥27	3	5		

[a] Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo admisible (ver Tabla J3.3M), se permite que C2 sea reducido por la mitad de la diferencia entre las longitudes de ranura máxima y actual.

5. Distancias a los Bordos y Espaciamiento Máximo

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno o remache hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150 mm. El espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo consistentes de un perfil o dos placas debe ser la siguiente:

- (a) Para miembros pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder de 24 veces el espesor de la placa más delgada o 305 mm.
- (b) Para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la placa más delgada o 180 mm.

6. Resistencia de Tracción y Corte de Pernos y Partes Enroscadas

La resistencia de diseño de tracción y de corte, ϕR_n , y la resistencia admisible de tracción y de corte, R_n/Ω , de un perno de alta resistencia con apriete ajustado o pretensionado o de una parte roscada deben ser determinadas de acuerdo con los estados límites de fractura en tracción y fractura en corte como se indica a continuación:

$$R_n = F_n A_b \quad (\text{J3-1})$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

donde

- F_n = tensión de tracción nominal, F_{nt} , o tensión de corte nominal, F_{nv} , según la Tabla J3.2, kgf/cm² (MPa)
 A_b = área bruta del perno o parte roscada (para barras con extremos ensanchados, ver nota al pie [d], Tabla J3.2), cm² (mm²)

La resistencia requerida de tracción debe incluir cualquier tracción resultante por la acción de palanca producida por la deformación de las partes conectadas.

7. Combinación de Tracción y Corte en Conexiones Tipo Aplastamiento

La resistencia disponible de tracción de un perno solicitado por una combinación de tracción y corte debe ser determinada de acuerdo a los estados límite de rotura en tracción y en corte de acuerdo con lo siguiente:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (\text{J3-2})$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

donde

- F'_{nt} = tensión de tracción nominal modificada para incluir los efectos de la tensión de corte, kgf/cm² (MPa)

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{J3-3a})$$

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad (\text{ASD}) \quad (\text{J3-3b})$$

- F_{nt} = tensión de tracción nominal según la Tabla J3.2, kgf/cm² (MPa)
 F_{nv} = tensión de corte nominal según la Tabla J3.2, kgf/cm² (MPa)
 f_v = tensión requerida de corte, kgf/cm² (MPa)

La resistencia disponible de corte del conector debe ser igual o mayor que la tensión requerida de corte, f_v .

Nota: Notar que cuando la tensión requerida, f , tanto en corte o tracción, es menor o igual que el 30% de la tensión disponible correspondiente, los efectos combinados de tensiones no necesitan ser investigados. Además hay que notar que las Ecuaciones J3-3a y J3-3b pueden ser escritas de manera tal de encontrar la tensión de corte nominal, F'_n , como una función de la tensión de tracción requerida, f_t .

8. Pernos de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico

Se permite que los pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico sean diseñados ya sea para prevenir el deslizamiento para el estado límite de servicio o para satisfacer el estado límite de resistencia requerida. Las conexiones deberán ser verificadas en su resistencia a corte, de acuerdo con las Secciones J3.6 y J3.7 y la resistencia a aplastamiento de acuerdo con las Secciones J3.1 y J3.10.

Las conexiones de deslizamiento crítico deben ser diseñadas como se muestra a continuación, a no ser que la inspección técnica del contrato indique lo contrario. Las conexiones con perforaciones estándar o ranuras transversales a la dirección de la carga deben ser diseñadas para deslizamiento en el estado límite de servicio. Las conexiones con perforaciones sobremedidas o ranuras paralelas a la dirección de la carga deben ser diseñadas para prevenir el deslizamiento para el nivel de resistencia requerida.

La resistencia de deslizamiento disponible, ϕR_n , y la resistencia de deslizamiento admisible, R_n/Ω , serán determinadas para el estado límite de deslizamiento de la siguiente forma:

$$R_n = \mu D_u h_{sc} T_b N_s \quad (J3-4)$$

(a) Para las conexiones en que la prevención del deslizamiento es un estado límite de servicio:

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

(b) Para las conexiones diseñadas para prevenir el deslizamiento para el nivel de resistencia requerida:

$$\phi = 0.85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.76 \text{ (ASD)}$$

donde

- μ = coeficiente de deslizamiento promedio para superficies Clase A o B, cuando sea aplicable, determinado mediante ensayos.
- = 0.35; para superficies Clase A (superficies de acero sin pintar, limpias, con escamas de fábrica o superficies con baño Clase A en acero limpiado a chorro de arena y galvanizada en caliente y superficies rugosas)
- = 0.50; para superficies Clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas mediante chorro de arena o superficies con baño Clase B en acero limpiado mediante chorro de arena).

- D_u = 1.13; multiplicador que refleja la razón entre la pretensión media del perno instalado y la pretensión mínima especificada del perno; el uso de otros valores puede ser aprobado por el ingeniero estructural responsable del proyecto.
- h_{sc} = factor de perforación, determinado según se indica a continuación:
- (a) Para perforaciones de tamaño estándar: $h_{sc} = 1.00$
 - (b) Para perforaciones sobremedidas y de ranura corta: $h_{sc} = 0.85$
 - (c) Para perforaciones de ranura larga: $h_{sc} = 0.70$
- N_s = número de planos de deslizamiento
- T_b = tracción mínima del conector entregada en la Tabla J3.1, T (kN)

Nota: Existen casos especiales donde, con perforaciones sobremedidas y ranuras paralelas a la carga, el posible movimiento debido al deslizamiento de la conexión puede causar una falla estructural. Se entregan factores de resistencia y de seguridad para las conexiones donde se previene el deslizamiento hasta que se alcanza la carga que produce la resistencia requerida.

Las cargas de diseño son usadas para cualquiera de los métodos de diseño y todas las conexiones excepto las conexiones de deslizamiento crítico diseñadas para prevenir el deslizamiento en el nivel de resistencia requerida, se deben revisar para la resistencia de una conexión de tipo aplastamiento.

9. Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Deslizamiento Crítico

Cuando una conexión de deslizamiento crítico es solicitada por una tracción que disminuye la fuerza de apriete neta, la resistencia de deslizamiento disponible por perno, de la Sección J3.8, debe ser multiplicada por el factor, k_s , como se muestra a continuación:

$$k_s = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b N_b} \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{J3-5a})$$

$$k_s = 1 - \frac{1.5T_a}{D_u T_b N_b} \quad (\text{ASD}) \quad (\text{J3-5a})$$

donde

N_b = número de pernos que transmiten la tracción aplicada

T_a = carga de tracción debida a las combinaciones de carga ASD, T (kN)

T_b = carga de tracción mínima en el conector dada en la Tabla J3.1 o J3.1M, T (kN)

T_u = carga de tracción debida a las combinaciones de carga LRFD, T (kN)

10. Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos

La resistencia de aplastamiento disponible, ϕR_n y R_n/Ω , en perforaciones de pernos debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

- (a) Para un perno en una conexión con perforaciones estándar, sobremedidas y de ranura corta, independiente de la dirección de carga, o en perforaciones de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento
- (i) Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño

$$R_n = 1.2L_c tF_u \leq 2.4d tF_u \quad (J3-6a)$$

- (ii) Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio no se considera en el diseño

$$R_n = 1.5L_c tF_u \leq 3.0 dtF_u \quad (J3-6b)$$

- (b) Para un perno en una conexión con perforaciones de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza

$$R_n = 1.0L_c tF_u \leq 2.0d tF_u \quad (J3-6c)$$

- (c) Para conexiones hechas utilizando pernos que pasan completamente a través de miembros cajón no atiesados o perfiles tubulares, ver la Sección J7 y la Ecuación J7-1

donde

- d = diámetro nominal del perno, cm (mm)
- F_u = resistencia última mínima especificada del material conectado, kgf/cm² (MPa)
- L_c = distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material, cm (mm)
- t = espesor del material conectado, cm (mm)

La resistencia al aplastamiento de las conexiones debe ser tomada como la suma de las resistencias de aplastamiento de los pernos individuales.

La resistencia de aplastamiento debe ser revisada tanto para las conexiones de tipo aplastamiento como para las de deslizamiento crítico. El uso de perforaciones sobremedidas y perforaciones de ranura corta y larga paralelos a la línea de carga se restringe a conexiones de deslizamiento crítico, según se indica en la Sección J3.2.

11. Conectores Especiales

La resistencia nominal de conectores especiales distintos a los pernos presentados en la Tabla J3.2 debe ser verificada mediante ensayos.

12. Conectores de Tracción

Cuando pernos u otros conectores son conectados a cajones no atiesados o a la pared de perfiles tubulares, la resistencia de la pared debe ser determinada mediante análisis estructural.

J4. ELEMENTOS INVOLUCRADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS

Esta Sección aplica para los elementos de miembros en conexiones y elementos conectores, tales como planchas, gussets, ángulos y soportes.

1. Resistencia de Elementos en Tracción

La resistencia de diseño, ϕR_n , y la resistencia disponible, R_n/Ω , de elementos involucrados y conectores cargados en tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia en tracción y fractura en tracción.

(a) Para fluencia en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_y A_g \quad (\text{J4-1})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) Para fractura en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_u A_e \quad (\text{J4-2})$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

donde

A_e = área neta efectiva como se define en la Sección D3.3, cm^2 (mm^2); para planchas de empalme apernadas, $A_e = A_n \leq 0.85 A_g$

2. Resistencia de Elementos en Corte

La resistencia de corte disponible de elementos involucrados y elementos conectores en corte debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia en corte y fractura en corte:

(a) Para fluencia en corte del elemento:

$$R_n = 0.60 F_y A_g \quad (\text{J4-3})$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

(b) Para fractura en corte del elemento:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} \quad (\text{J4-4})$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

donde

A_{nv} = área neta solicitada a corte, cm^2 (mm^2)

3. Resistencia de Bloque de Corte

La resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la (s) trayectoria(s) de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (J4-5)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

donde

$$\begin{aligned} A_{gv} &= \text{área bruta solicitada a corte, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)} \\ A_{nt} &= \text{área neta solicitada a tracción, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)} \\ A_{nv} &= \text{área neta solicitada a corte, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Cuando la tensión de tracción es uniforme, $U_{bs} = 1$; si la tensión de tracción es no uniforme $U_{bs} = 0.5$.

Nota: Los casos donde deben tomarse igual a 0.5 se ilustran en el Comentario.

4. Resistencia de Elementos en Compresión

La resistencia disponible de elementos conectados en compresión para los estados límite de fluencia y pandeo se determinan de acuerdo con lo siguiente.

(a) Para $KL/r \leq 25$

$$P_n = F_y A_g \quad (J4-6)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) Cuando $KL/r > 25$, aplican las disposiciones del Capítulo E.

J5. PLANCHAS DE RELLENO

En construcciones soldadas, cualquier plancha de relleno de espesor mayor o igual a 6 mm deberá extenderse más allá de los bordes de la plancha de empalme y será soldada al empalme con soldadura suficiente para transmitir la carga de la plancha de empalme, aplicada a la superficie del relleno. Las soldaduras que unen la plancha de empalme a la plancha de relleno, serán suficientes como para transmitir la carga de la plancha de empalme y deberán tener suficiente largo para evitar sobrecargar la plancha de relleno a lo largo del pie de la soldadura. Cualquier plancha de relleno de espesor inferior a 6 mm deberá quedar con sus lados a ras con el borde de la plancha de empalme conectada, y el tamaño de la soldadura deberá ser la suma del tamaño requerido por la plancha de empalme mas el espesor de la placa de relleno.

Cuando un perno que recibe carga pasa a través de planchas de relleno con espesor menor o igual a 6 mm, la resistencia de corte debe ser utilizado sin reducción. Cuando un

perno que recibe carga pasa a través de planchas de relleno de espesor mayor a 6 mm, debe aplicarse uno de los siguientes requisitos:

- (1) Para planchas de relleno de espesor menor o igual a 19 mm, la resistencia de corte de los pernos debe ser multiplicada por el factor $[1 - 0,0154(t - 6)]$ donde t es el espesor total de las planchas de relleno hasta 19 mm;
- (2) Las planchas de relleno deben ser extendidas más allá de la junta y la extensión de la plancha de relleno debe ser protegida con suficientes pernos para distribuir uniformemente la carga total en el elemento conectado sobre las secciones transversales combinadas de los elementos conectados y rellenos;
- (3) El tamaño de la junta debe ser aumentada para adecuar un número de pernos que sea equivalente al número total requerido en el punto (2) anterior; o
- (4) La junta debe ser diseñada para prevenir el deslizamiento en los niveles de resistencia requerida de acuerdo con la Sección J3.8.

J6. EMPALMES

Los empalmes con soldadura de tope en vigas deben desarrollar la resistencia nominal de la menor sección empalmada. Otros tipos de empalmes en secciones de vigas deben desarrollar la resistencia requerida por las cargas en el punto de empalme.

J7. RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO

La resistencia de aplastamiento de diseño, ϕR_n , y la resistencia de aplastamiento disponible, R_n/Ω , de superficies en contacto deben ser determinadas para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

La resistencia de aplastamiento nominal, R_n , para varios tipos de aplastamiento debe ser determinada de acuerdo con lo siguiente:

- (a) Para superficies terminadas, pasadores en perforaciones de borde, taladrados o punzonados, y extremos de atiesadores de aplastamiento ajustado:

$$R_n = 1.8 F_y A_{pb} \quad (J7-1)$$

donde

$$\begin{aligned} F_y &= \text{tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm}^2 \text{ (MPa)} \\ A_{pb} &= \text{área proyectada de apoyo, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

- (b) Para rodillos de dilatación y en los balancines:

- (i) Cuando $d \leq 635$ mm

$$\text{Técnico: } R_n = 1.2(F_y - 920)ld/20 \quad (J7-2)$$

$$\text{SI: } R_n = 1.2(F_y - 90)ld/20 \quad (J7-2M)$$

(ii) Cuando $d > 635$ mm

$$\text{Técnico: } R_n = 9.55(F_y - 920)l\sqrt{d}/20 \quad (J7-3)$$

$$\text{SI: } R_n = 30.2(F_y - 90)l\sqrt{d}/20 \quad (J7-3M)$$

donde

d = diámetro, cm (mm)

l = longitud de apoyo, cm (mm)

J8. BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO DEL CONCRETO

Se deben realizar disposiciones apropiadas para transferir las cargas y momentos de columna a las zapatas y fundaciones.

En ausencia de un marco regulatorio, se permite tomar la resistencia de aplastamiento de diseño, $\phi_c P_p$, y la resistencia de aplastamiento admisible, P_p/Ω_c , para el estado límite de aplastamiento del concreto, como se muestra a continuación:

$$\phi_c = 0.60 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.50 \text{ (ASD)}$$

La resistencia de aplastamiento nominal, P_p , se determina como se indica a continuación:

(a) En el área total de apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 f_c' A_1 \quad (J8-1)$$

(b) En un área menor a la total del apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 f_c' A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq 1.7 f_c' A_1 \quad (J8-2)$$

donde

A_1 = área de apoyo concéntrico de acero en un soporte de concreto, cm^2 (mm^2)

A_2 = máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área de carga, cm^2 (mm^2)

J9. BARRAS DE ANCLAJE E INSERTOS

Las barras de anclaje deben ser diseñadas para entregar la resistencia requerida por las cargas de la estructura completa en la base de las columnas incluyendo los componentes de tracción neta debidos a cualquier momento de flexión que puedan resultar por las combinaciones de carga estipuladas en la Sección B2. Las barras de anclaje deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos para partes roscadas dados en la Tabla J3.2.

Se permiten grandes perforaciones sobremedidas y perforaciones ranuradas en placas base cuando se provee de un adecuado aplastamiento mediante la tuerca por medio del uso de arandelas o golillas estructurales o placas de ajuste para enlazar la perforación.

Nota: Los tamaños de perforaciones permitidos y las dimensiones de golillas correspondientes se presentan en el *Manual de Construcción en Acero AISC*.

Cuando se presentan cargas horizontales en las bases de columnas, estas cargas deberían, en la medida de lo posible, ser resistidas por aplastamiento contra los elementos de concreto o por fricción entre la placa base y la fundación. Cuando las barras de anclaje se diseñan para resistir la carga horizontal, el diseño debe considerar el tamaño de perforación de la placa base, la tolerancia en la ubicación de las barras de anclaje, y el movimiento horizontal de la columna.

Nota: Ver ACI 318 para el diseño de insertos y para el diseño por fricción. Ver OSHA para requisitos especiales de montaje para barras de anclaje.

J10. ALAS Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS

Esta sección aplica a las cargas concentradas simples y dobles aplicadas en sentido perpendicular a la(s) ala(s) de secciones de ala ancha y perfiles armados similares. Una carga concentrada simple puede ser tanto de tracción como de compresión. Cargas concentradas dobles corresponden a una en tracción y la otra en compresión y forman un par en el mismo lado del miembro cargado.

Cuando la sollicitación exceda la resistencia disponible determinada para los estados límite enumerados en esta sección, se deben disponer de atiesadores y/o refuerzos dispuestos y dimensionados para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible para el estado límite aplicable. Los atiesadores también deben cumplir con los requisitos de la Sección J10.8. Los refuerzos también deben cumplir los requisitos de diseño de la Sección J10.9.

Nota: Ver el Anexo 6.3 para los requisitos de los extremos de miembros en voladizo.

Se necesitan atiesadores en los extremos no restringidos de vigas de acuerdo con los requisitos de la Sección J10.7.

1. Flexión Local del Ala

Esta sección aplica a las cargas concentradas simples y al componente de tracción de las cargas concentradas dobles.

La resistencia de diseño, ϕR_n , y la resistencia admisible, R_n/Ω , para el estado límite de flexión local del ala se determina como se indica a continuación:

$$R_n = 6,25t_f^2 F_{yf} \quad (J10-1)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

donde

$$\begin{aligned} F_{yf} &= \text{tensión de fluencia mínima especificada del ala, kgf/cm}^2 \text{ (MPa)} \\ t_f &= \text{espesor del ala cargada, cm (mm)} \end{aligned}$$

Cuando la longitud de carga a través del ala del miembro es menor que $0.15 b_f$, donde b_f es el ancho del ala del miembro, no se necesita verificar la Ecuación J10-1.

Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es menor que $10 t_f$, el valor R_n debe ser reducido en 50%.

2. Fluencia Local del Alma

Esta sección aplica para cargas concentradas simples y ambos componentes de cargas concentradas dobles.

La resistencia disponible para el estado límite de fluencia local del alma debe ser determinada como se indica a continuación:

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal, R_n , se debe determinar como se muestra a continuación:

(a) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro mayor que la profundidad del miembro d ,

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w \tag{J10-2}$$

(b) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor o igual a la profundidad del miembro d ,

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \tag{J10-3}$$

donde

$$\begin{aligned} k &= \text{distancia desde la cara exterior del ala hasta el pie del filete del alma, cm (mm)} \\ F_{yw} &= \text{tensión de fluencia mínima especificada del alma, kgf/cm}^2 \text{ (MPa)} \\ N &= \text{longitud del apoyo (no menor que } k \text{ para reacciones extremas de viga, cm (mm)} \\ t_w &= \text{espesor del alma, cm (mm)} \end{aligned}$$

Cuando se necesite, se debe disponer de un par de atiesadores de carga o planchas de refuerzo.

3. Aplastamiento del Alma

Esta sección aplica para las cargas concentradas simples de compresión o el componente de compresión de cargas concentradas dobles.

La resistencia disponible para el estado límite de aplastamiento local del alma debe ser determinada como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal, R_n , debe ser determinada como se muestra a continuación:

(a) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es mayor o igual a $d/2$:

$$R_n = 0.80t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{J10-4})$$

(b) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor a $d/2$:

(i) Para $N/d \leq 0.2$ mm

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{J10-5a})$$

(ii) Para $N/d > 0.2$ mm

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{J10-5b})$$

donde

- d = profundidad total del miembro, cm (mm)
 t_f = espesor del ala, cm (mm)

Cuando se necesite, se debe disponer uno o un par de atiesadores de carga, o una plancha de refuerzo que se extienda por lo menos un medio de la profundidad del alma.

4. Pandeo Lateral del Alma

Esta Sección aplica solamente para las cargas concentradas simples de compresión aplicadas a miembros donde el movimiento lateral relativo entre el ala cargada en compresión y el ala cargada en tracción no esta restringido en el punto de aplicación de la carga concentrada.

La resistencia disponible del alma debe ser determinada como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.76 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal, R_n , para el estado límite de pandeo lateral del alma se determina como se muestra a continuación:

(a) Si el ala en compresión esta restringida de rotar:

(i) Para $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 2.3$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \tag{J10-6}$$

(ii) Para $(h/t_w)/(l/b_f) > 2.3$, no aplica el estado límite de pandeo lateral del alma.

Cuando la resistencia requerida del alma excede la resistencia disponible, se puede disponer de arriostramiento lateral de forma local en el ala traccionada o también un par de atiesadores transversales o plancha de refuerzo.

(b) Si el ala en compresión no está restringida de rotar:

i. Para $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 1.7$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \tag{J10-7}$$

ii. Para $(h/t_w)/(l/b_f) > 1.7$, no aplica el estado límite de pandeo lateral del alma.

Cuando la resistencia requerida del alma excede la resistencia disponible, se puede disponer de arriostramiento lateral de forma local en ambas alas en el punto de aplicación de las cargas concentradas.

Las siguientes definiciones aplican en las Ecuaciones J10-6 y J10-7:

- b_f = ancho del ala, cm (mm)
- C_r = 6.75×10^7 kgf/cm² (6.62×10^6 MPa) cuando $M_u < M_y$ (LRFD) o $1.5 M_u < M_y$ (ASD) en la ubicación de la carga
- = 3.37×10^7 kgf/cm² (3.31×10^6 MPa) cuando $M_u \geq M_y$ (LRFD) o $1.5 M_u \geq M_y$ (ASD) en la ubicación de la carga
- h = distancia libre entre alas menos el filete o radio de curvatura para perfiles laminados; distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre alas cuando se utilizan soldaduras para perfiles armados, cm (mm)
- l = longitud no arriostrada lateralmente más larga a lo largo de cualquier ala en el punto de carga, cm (mm)
- t_f = espesor de ala, cm (mm)
- t_w = espesor de alma, cm (mm)

Nota: Referirse al Anexo 6 para la determinación de la restricción adecuada.

5. Pandeo del Alma Comprimida

Esta sección aplica para un par de cargas concentradas simples de compresión o los

componentes de compresión de un par de cargas concentradas dobles, aplicadas en ambas alas del miembro en la misma ubicación.

La resistencia disponible para el estado límite de pandeo local del alma debe ser determinada como se muestra a continuación:

$$R_n = \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \quad (\text{J10-8})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Cuando el par de cargas concentradas de compresión que deben ser resistidas es aplicado a una distancia desde el extremo del miembro menor que $d/2$, R_n debe ser reducido por 50%.

Cuando se requiera, se debe proveer un atiesador transversal, un par de atiesadores transversales, o una placa de refuerzo que se extienda a todo lo alto del alma.

6. Corte en la Zona Panel del Alma

Esta sección aplica para las cargas concentradas dobles aplicadas a una o ambas alas de un miembro en la misma ubicación.

La resistencia disponible de la zona panel del alma para el estado límite de fluencia en corte debe ser determinada como se menciona a continuación:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal, R_n , debe ser determinada como se detalla a continuación:

(a) Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona panel en la estabilidad del marco:

(i) Para $P_r \leq 0.4 P_c$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \quad (\text{J10-9})$$

(ii) Para $P_r > 0.4 P_c$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c} \right) \quad (\text{J10-10})$$

(b) Cuando se considera en el análisis la estabilidad del marco, incluyendo la deformación plástica de la zona panel:

(i) Para $P_r \leq 0.75 P_c$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (\text{J10-11})$$

(ii) Para $P_r > 0.75 P_c$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2 P_r}{P_c} \right) \quad (J10-12)$$

Las siguientes definiciones aplican en las Ecuaciones J10-9 hasta J10-12:

A = área de la sección de la columna, cm^2 (mm^2)

b_{cf} = ancho del ala de la columna, cm (mm)

d_b = altura de la viga, cm (mm)

d_c = altura de la columna, cm (mm)

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del alma de la columna, kgf/cm^2 (MPa)

P_c = P_y , T (kN) (LRFD)

P_c = $0.6 P_y$, T (kN) (ASD)

P_r = Resistencia requerida, T (kN)

P_y = $F_y A$, resistencia axial de fluencia de la columna, T (kN)

t_{cf} = espesor del ala de la columna, cm (mm)

t_w = espesor del alma de la columna, cm (mm)

Se debe disponer cada vez que se requiera, plancha(s) de refuerzo o un par de atiesadores diagonales dentro de los límites de la conexión rígida cuyas almas yacen en un plano común.

Ver la Sección J10.9 para requisitos de diseño de las planchas de refuerzo.

7. Extremos de Vigas no Restringidos

En extremos no enmarcados de vigas no restringidos contra la rotación en torno a su eje longitudinal, se debe disponer de un par de atiesadores transversales, que se extiendan a todo lo alto del alma.

8. Requisitos Adicionales para los Atiesadores para Cargas Concentradas

Los atiesadores que se necesitan para resistir las cargas concentradas de tracción deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos del Capítulo D y deben ser soldados al ala cargada y al alma. Las soldaduras al ala deben ser dimensionadas para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible correspondiente al estado límite. Las soldaduras que conectan el atiesador alma deben ser dimensionadas para transmitir al alma la diferencia algebraica de carga de tracción en los extremos del atiesador.

Los atiesadores requeridos para resistir las cargas de compresión deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos de las Secciones E6.2 y J4.4, y deben apoyarse o ser soldados al ala cargada y soldados al alma. Las soldaduras para el ala deben ser dimensionadas para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible correspondiente al estado límite. Las soldaduras que conectan el atiesador al alma deben ser dimensionadas para transmitir al alma la diferencia algebraica de carga de compresión en los extremos del atiesador. Para atiesadores de apoyo ajustado, ver la Sección J7.

Los atiesadores de carga de altura completa utilizados para resistir las cargas de compresión

sión aplicadas a la(s) ala(s) de una viga deben ser diseñados como miembros solicitados a compresión axial (columnas) de acuerdo con los requisitos de las Secciones E6.2 y J4.4.

Las propiedades de los miembros deben ser determinadas utilizando una longitud efectiva de $0.75 h$ y una sección compuesta de dos atiesadores y una franja del alma de ancho igual a $25 t_w$ en atiesadores interiores y de $12 t_w$ en atiesadores en los extremos de los miembros. La soldadura que conecta los atiesadores de carga de profundidad completa al alma debe ser dimensionada para transmitir la diferencia de carga de compresión en cada uno de los atiesadores del alma.

Los atiesadores transversales y diagonales deben cumplir con el siguiente criterio adicional:

- (1) El ancho de cada atiesador más medio espesor de alma de columna no debe ser menor que un tercio del ancho del ala o plancha de conexión de momento que produce la carga concentrada.
- (2) El espesor de un atiesador no debe ser menor que medio espesor del ala o plancha de conexión de momento que entrega la carga concentrada, y mayor o igual que el ancho dividido por 15.
- (3) Los atiesadores transversales deben extenderse por lo menos a un medio de la profundidad del miembro excepto como se requiere en J10.5 y J10.7.

9. Requisitos Adicionales para las Planchas de Refuerzo para Cargas Concentradas

Las planchas de refuerzo que se requieren para entregar la resistencia a la compresión deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos del Capítulo E.

Las planchas de refuerzo que se requieren para entregar resistencia a la tracción deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos del Capítulo D.

Las planchas de refuerzo que se requieren para entregar resistencia al corte (ver la Sección J10.6) deben ser diseñadas de acuerdo con las disposiciones del Capítulo G.

Además, las planchas de refuerzo deben cumplir con el siguiente criterio:

- (1) El espesor y la extensión de la plancha de refuerzo debe aportar suficiente material para igualar o exceder los requisitos de resistencia.
- (2) La plancha de refuerzo debe ser soldada para desarrollar la proporción de la carga total transmitida por la plancha de refuerzo.

CAPÍTULO K

DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES

Este Capítulo abarca las consideraciones de diseño pertinentes a las conexiones de miembros de sección tubular y secciones cajón de espesor de pared uniforme. Ver también el Capítulo J para los requisitos adicionales sobre el apernado de secciones tubulares.

El Capítulo está organizado de la siguiente manera:

- K1. Cargas Concentradas en Perfiles Tubulares
- K2. Conexiones de Enrejados con Perfiles Tubulares
- K3. Conexiones de Momento para Perfiles Tubulares

Nota: Ver la Sección J3.10(c) para pernos atravesados.

K1. CARGAS CONCENTRADAS EN SECCIONES TUBULARES

1. Definición de Parámetros

- B = ancho total del miembro tubo rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm)
- B_p = ancho total de la plancha, medida a 90° del plano de la conexión, cm (mm)
- D = diámetro exterior del miembro tubo redondo, cm (mm)
- F_y = tensión de fluencia mínima especificada del material del tubo, kgf/cm² (MPa)
- F_{yp} = tensión de fluencia mínima especificada de la plancha, kgf/cm² (MPa)
- F_u = tensión última mínima especificada del material del tubo, kgf/cm² (MPa)
- H = altura total del miembro tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm)
- N = longitud de apoyo de la carga, medida paralela al eje del miembro tubular, (o medida a través del ancho del tubo en el caso de planchas de tapa cargadas), cm (mm)
- t = espesor de diseño de la pared del tubo, cm (mm)
- t_p = espesor de la plancha, cm (mm)

2. Límites de Aplicación

El siguiente criterio es aplicable solamente cuando la configuración de la conexión está dentro de los siguientes límites:

- (1) Resistencia: $F_y \leq 3660$ kgf/cm² (360 MPa) para tubos
- (2) Ductilidad: $F_y/F_u \leq 0.8$ para tubos
- (3) Aplican otros límites para criterios específicos

3. Carga Concentrada Distribuida Transversalmente

3a. Criterio para Tubos Redondos

Cuando una carga concentrada es distribuida transversalmente al eje de un tubo las resistencias de diseño, ϕR_n , y la resistencia admisible, R_n/Ω , para el estado límite de fluencia local deben ser determinadas como se indica a continuación:

$$R_n = F_y t^2 \left[5.5 / \left(1 - 0.81 B_p / D \right) \right] Q_f \quad (\text{K1-1})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

donde Q_f se entrega en la Ecuación K2-1.

Los límites de aplicación adicionales son los siguientes:

- (1) $0.2 < B_p / D \leq 1.0$
- (2) $D / t \leq 5.0$ para conexiones en T y $D / t \leq 40$ para conexiones en cruz

3b. Criterio para Tubos Rectangulares

Cuando una carga concentrada es distribuida transversalmente al eje de un tubo las resistencias de diseño, ϕR_n , y la resistencia admisible, R_n/Ω , deben ser el menor valor de acuerdo con los estados límite de fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga, fluencia por corte (punzonamiento) y resistencia de la pared lateral.

Los límites de aplicación adicionales son los siguientes:

- (1) $0.25 < B_p / B \leq 1.0$
- (2) B / t para la pared cargada del tubo ≤ 35

(a) Para el estado límite de fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga en la plancha:

$$R_n = \left[10 F_y t / (B/t) \right] B_p \leq F_y t_p B_p \quad (\text{K1-2})$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

(b) Para el estado límite de fluencia por corte (punzonamiento):

$$R_n = 0.6 F_y t \left[2 t_p + 2 B_{ep} \right] \quad (\text{K1-3})$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

donde

$$B_{ep} = 10 B_p / (B/t) \leq B_p$$

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $B_p > (B - 2t)$, ni cuando $B_p < 0.85B$.

- (c) Para el estado límite de resistencia de la pared lateral sujeto a tracción, la resistencia disponible debe ser tomada como la resistencia de fluencia local de la pared. Para el estado límite de pared solicitada a compresión, la resistencia disponible debe ser tomada como el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia local de la pared, aplastamiento local de la pared y el pandeo local de la pared.

El estado límite no necesita ser verificado a no ser que los cordones y las ramas (elementos conectores) tengan el mismo ancho ($\beta - 1.0$).

- (i) Para el estado límite de fluencia local de la pared:

$$R_n = 2F_y t [5k + N] \quad (K1-4)$$

$$\phi = 1.0 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

donde

k = radio exterior de la esquina del tubo, que se permite tomarse como 1.5t cuando es desconocido, cm (mm)

- (ii) Para el estado límite de aplastamiento local de la pared, en conexiones T:

$$R_n = 1.6t^2 [1 + 3N/(H - 3t)] (EF_y)^{0.5} Q_f \quad (K1-5)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

donde Q_f se da en la Ecuación K2-10.

- (iii) Para el estado límite de pandeo local de la pared en conexiones en cruz:

$$R_n = [48t^3/(H - 3t)] (EF_y)^{0.5} Q_f \quad (K1-6)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

donde Q_f es entregado por la Ecuación K2-10.

En las conexiones de plancha transversal al tubo, debe considerarse la no-uniformidad de la transferencia de carga a lo largo de la línea de soldadura, ocasionada por la flexibilidad de la pared del tubo, en el dimensionamiento de las soldaduras de la conexión. Los requisitos pueden ser satisfechos al limitar la longitud de soldadura efectiva total, L_e , de soldaduras de tope y de filete en tubos rectangulares como se muestra a continuación:

$$L_e = 2 [10/(B/t)] [(F_y t)/F_{yp} t_p] B_p \leq 2B_p \quad (K1-7)$$

donde

L_e = longitud de soldadura efectiva total para soldaduras en ambos lados de la plancha transversal, cm (mm)

En vez de utilizar la Ecuación K1-7, este requisito puede ser satisfecho mediante otros métodos analíticos y/o experimentales debidamente fundamentados.

Nota: Un límite superior para el tamaño de soldadura estará dado por la soldadura que desarrolla la resistencia disponible en el elemento conectado.

4. Carga Concentrada Distribuida Longitudinalmente en el Centro del Tubo y Actuando Perpendicularmente al Eje de la Sección

Cuando una carga concentrada es distribuida longitudinalmente a lo largo del eje del tubo en el centro del diámetro o ancho del tubo, y también actúa perpendicularmente en la dirección del eje del tubo (o tiene una componente perpendicular a la dirección del eje del tubo), la resistencia de diseño, ϕR_n , y la resistencia admisible, R_n/Ω , perpendicular al eje del tubo deben ser determinadas para el estado límite de plastificación del cordón tal como se muestra a continuación.

4a. Criterio para Tubos Redondos

Un límite adicional de aplicabilidad es:

$D/t \leq 50$ para conexiones en T, y $D/t \leq 40$ para conexiones en cruz

$$R_n = 5.5F_y t^2 \left(1 + 0.25 N/D\right) Q_f \quad (K1-8)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

donde Q_f es entregado en la Ecuación K2-1.

4b. Criterio para Tubos Rectangulares

Un límite adicional de aplicabilidad es:

$B/t \leq 40$ para la pared cargada del tubo

$$R_n = \left[F_y t^2 / \left(1 - t_p/B\right) \right] \left[2N/B + 4 \left(1 - t_p/B\right)^{0.5} \right] Q_f \quad (K1-9)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

donde

$$Q_f = \left(1 - U^2\right)^{0.5}$$

U es entregado en la Ecuación K2-12.

5. Carga Concentrada Distribuida Longitudinalmente en el Centro del Tubo y Actuando Paralelamente al Eje de la Sección

Cuando una carga concentrada es distribuida longitudinalmente a lo largo del eje de un tubo rectangular, y también actúa de forma paralela pero excéntrica a la dirección del eje del miembro, la conexión debe ser verificada como se muestra a continuación:

$$F_{yp} t_p \leq F_{ut} \quad (K1-10)$$

Nota: Estas disposiciones son pensadas principalmente para conexiones de plancha de corte. La Ecuación K1-10 impide la fluencia por corte (punzonamiento) de la pared del tubo al imponer como requisito que la resistencia de la plancha de corte sea menor que la resistencia de la pared del tubo. Para conexiones de arriostramientos en columnas tubulares, donde la carga se aplica mediante una plancha longitudinal que tiene un cierto ángulo respecto del eje del tubo, el diseño de la conexión debe ser controlado por el componente de la fuerza perpendicular al eje del tubo (ver la Sección K1.4b).

6. Carga Axial Concentrada en el Extremo Tapado con Plancha de Conexión en un Tubo Rectangular

Cuando una carga concentrada actúa en el extremo de un tubo con el extremo tapado con planchas de conexión, y la carga está en la dirección del eje del tubo, la resistencia admisible debe ser determinada por los estados límite de fluencia local de la pared (debido a las cargas de tracción o compresión) y aplastamiento local de la pared (debido a las cargas de compresión solamente), considerando el corte diferido, como se menciona a continuación.

Nota: El siguiente procedimiento supone que la carga concentrada se distribuye según una pendiente de 2.5:1 a través de la plancha de tapa (de espesor t_p) y se distribuye en las dos paredes del tubo de dimensión B .

Cuando $(5t_p + N) \geq B$, la resistencia disponible del tubo se calcula sumando las contribuciones de las cuatro paredes del tubo.

Cuando $(5t_p + N) < B$, la resistencia disponible del tubo se calcula sumando las contribuciones de las dos paredes por las cuales se distribuye la carga.

- (i) Para el estado límite de fluencia local de la pared, para una pared:

$$R_n = F_y t \left[5t_p + N \right] \leq B F_y t \quad (\text{K1-11})$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

- (ii) Para el estado límite de aplastamiento local de la pared, para una pared:

$$R_n = 0.8t^2 \left[1 + \left(6N/B \right) \left(t/t_p \right)^{1.5} \right] \left[E F_y t_p / t \right]^{0.5} \quad (\text{K1-12})$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

K2. CONEXIONES DE TUBOS EN ENREJADOS

Las conexiones tubo-tubo en enrejados se definen como conexiones que consisten en uno o más miembros denominados de rama que son soldados directamente a un cordón continuo que pasa a través de la conexión, los cuales serán clasificados como se indica a continuación:

- (a) Cuando la carga de punzonamiento ($P_r \sin \theta$) en una rama es equilibrada por corte de

flexión en un cordón, la conexión debe clasificarse como una conexión en T cuando la rama es perpendicular al cordón y como una conexión en Y en caso contrario.

- (b) Cuando la carga de punzonamiento ($P_r \sin \theta$) en una rama es equilibrada esencialmente (dentro del 20%) por cargas en otras ramas en el mismo lado de la conexión, la conexión debe clasificarse como conexión en K. La excentricidad más importante es aquella entre las ramas principales cuyas cargas son equilibradas. Se puede considerar la conexión en N como una conexión en K.

Nota: Una conexión en K con una rama perpendicular al cordón usualmente se llama conexión en N.

- (c) Cuando la carga de punzonamiento ($P_r \sin \theta$) es transmitida a través del cordón y es equilibrada por ramas en el lado opuesto, la conexión debe ser clasificada, como conexión en cruz.
- (d) Cuando una conexión tiene más de una rama principal, o ramas en más de un plano, la conexión debe clasificarse como una conexión general o multiplanar.

Cuando las ramas transmiten parte de su carga como en conexiones en K y otra parte como en conexiones en T, Y o en cruz, la resistencia nominal debe ser determinada por interpolación sobre la proporción de cada una en el total.

Para efectos de esta Especificación, los ejes centrales de las ramas y cordones deben caer dentro de un plano en común. Las conexiones de tubos rectangulares se restringen adicionalmente de tener todos sus miembros orientados con sus paredes paralelas al plano. Para enrejados tubulares que sean conectados soldando las ramas a los cordones, se permiten excentricidades dentro de los límites de aplicación sin considerar los momentos resultantes para el diseño de la conexión.

1. Definición de Parámetros

- B = ancho total del miembro principal de sección tubo rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm)
- B_b = ancho total de la rama de sección tubo rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm)
- D = diámetro exterior del miembro principal de sección tubo redondo, cm (mm)
- D_b = diámetro exterior de la rama de sección tubo redondo, cm (mm)
- e = excentricidad en la conexión de enrejado, siendo positivo cuando se aleja de las ramas, cm (mm)
- F_y = tensión de fluencia mínima especificada del material del miembro principal tubo, kgf/cm^2 (MPa)
- F_{yb} = tensión de fluencia mínima especificada del material de la rama tubular, kgf/cm^2 (MPa)
- F_u = tensión de agotamiento mínima especificada del material del tubo, kgf/cm^2 (MPa)
- g = excentricidad entre los pies de las ramas en una conexión en K con excentricidad, despreciando las soldaduras, cm (mm)
- H = altura total del miembro principal de sección tubo rectangular, medida en el

- H_b = plano de la conexión, cm (mm)
- H_b = altura total de la rama de sección tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm)
- t = espesor de diseño de la pared del miembro principal tubular, cm (mm)
- t_b = espesor de diseño de la pared de la rama tubular, cm (mm)
- β = la razón de ancho; la razón entre el diámetro de la rama y del cordón
 $= D_b / D$ para tubos redondos; la razón entre el ancho total de la rama y b del cordón $= B_b / B$ para tubos rectangulares
- β_{eff} = la razón de ancho efectiva; la suma de los perímetros de las dos ramas en una conexión en K dividida por ocho veces el ancho del cordón
- γ = la razón de esbeltez del cordón; la razón entre el diámetro y dos veces el espesor de pared $= D / 2 t$ para tubos redondos; la razón entre el ancho y dos veces el espesor de pared $= B / 2 t$ para tubos rectangulares
- η = el parámetro de longitud de carga, aplicable solamente para tubos rectangulares; la razón entre la longitud de contacto de la rama con el cordón en el plano de conexión y el ancho del cordón $= N / B$, donde $H = H_b / \sin \theta$
- θ = ángulo agudo entre la rama y el cordón (°)
- ζ = razón de excentricidad; la razón de la excentricidad entre ramas de una conexión en K con excentricidad y el ancho del cordón $= g / B$ para tubos rectangulares.

2. Criterio para Tubos Redondos

Se debe incorporar la interacción de la tensión debido a las cargas del cordón y las cargas locales de conexión de las ramas a través del parámetro de interacción Q_f .

Cuando el cordón está en tracción $Q_f = 1$

Cuando el cordón está en compresión

$$Q_f = 1.0 - 0.3U(1 + U) \tag{K2-1}$$

donde U es una razón de utilización dado por

$$U = \left| P_r / A_g F_c + M_r / S F_c \right| \tag{K2-2}$$

y

- P_r = resistencia axial requerida en el cordón, T (kN); para conexiones en K, P_r se debe determinar en el lado de la junta que tiene la menor tensión de compresión (menor U)
- M_r = resistencia de flexión requerida en el cordón, T-m (N-mm)
- A_g = área bruta del cordón, cm^2 (mm^2)
- F_c = tensión disponible, kgf/cm^2 (MPa)
- S = módulo elástico del cordón, cm^3 (mm^3)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

- $P_r = P_u$ = resistencial axial requerida en el cordón, utilizando las

combinaciones de cargas LRFD, T (kN)

$$M_r = M_u = \text{resistencia de flexión requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T-m (N-mm)}$$

$$F_c = F_y, \text{ kgf/cm}^2 \text{ (MPa)}$$

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

$$P_r = P_a = \text{resistencia axial requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T (kN)}$$

$$M_r = M_a = \text{resistencia de flexión requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T-m (N-mm)}$$

$$F_c = 0.6 F_y, \text{ kgf/cm}^2 \text{ (MPa)}$$

2a. Límites de Aplicación

Estas provisiones son aplicables solamente cuando la configuración de la conexión está dentro de los siguientes límites:

- (1) Excentricidad de la junta: $-0.55 D \leq e \leq 0.25D$, donde D es el diámetro del cordón y e es positivo cuando se aleja de las ramas
- (2) Ángulo de la rama: $\theta \geq 30^\circ$
- (3) Esbeltez de la pared del cordón: razón entre el diámetro y el espesor de pared menor o igual a 50 para conexiones en T, Y y K; menor o igual a 40 para conexiones en cruz
- (4) Esbeltez de pared de ramas en tracción: razón entre el diámetro y el espesor de pared menor o igual a 50
- (5) Esbeltez de pared de ramas en compresión: razón entre el diámetro y el espesor de pared menor o igual a $0.05 E / F_y$
- (6) Razón de ancho: $0.2 \leq D_b / D \leq 1.0$ en general, y $0.4 \leq D_b / D \leq 1.0$ para conexiones en K con excentricidad
- (7) En una conexión con excentricidad: g mayor o igual que la suma de los espesores de pared de la rama
- (8) En una conexión traslapada: $25\% \leq O_v \leq 100\%$, donde $O_v = (q / p) \times 100\%$. p es la longitud proyectada de la rama traslapada en el cordón; q es la longitud traslapada medida a lo largo de la cara de conexión del cordón por debajo de las dos ramas. Para conexiones traslapadas, la rama más larga (o si son de igual diámetro, la de mayor espesor) es el "miembro que atraviesa" conectado directamente al cordón.
- (9) La razón de espesor de ramas para conexiones traslapadas: el espesor de la rama que traslapa debe ser menor o igual al espesor de la rama que es traslapada
- (10) Resistencia: $F_y \leq 3670 \text{ kgf/cm}^2$ (360 MPa) para el cordón y las ramas
- (11) Ductilidad: $F_y / F_u \leq 0.80$ para tubos

2b. Ramas con Cargas Axiales en Conexiones en T, Y y Cruz

Para conexiones en T, Y y cruz, la resistencia disponible de la rama debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de plastificación del cordón y fluencia por corte (punzonamiento).

- (a) Para el estado límite de plastificación del cordón en T o Y

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 [3.1 + 15.6 \beta^2] \gamma^{0.2} Q_f \quad (\text{K2-3})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) Para el estado límite de fluencia por corte (punzonamiento)

$$P_n = 0.6 F_y t \pi D_b [(1 + \sin \theta) / 2 \sin^2 \theta] \quad (\text{K2-4})$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

Este estado límite no necesita ser revisado cuando $\beta > (1-1/4)$

(c) Para el estado límite de plastificación de la cuerda en las conexiones en cruz

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 [5.7 / (1 - 0.81 \beta)] Q_f \quad (\text{K2-5})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

2c. Ramas con Cargas Axiales en Conexiones en K

Para las conexiones en K, la resistencia de diseño, ϕP_n , y la resistencia admisible, P_n/Ω , de la rama, serán el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de plastificación del cordón para conexiones con excentricidad y traslapadas y fluencia por corte (punzonamiento) para conexiones con excentricidad solamente.

(a) Para el estado límite de plastificación del cordón

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Para la rama en compresión

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 [2.0 + 11.33 D_b / D] Q_g Q_f \quad (\text{K2-6})$$

donde D_b se refiere solamente a la rama en compresión, y

$$Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{e^{\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right)} + 1} \right] \quad (\text{K2-7})$$

En conexiones con excentricidad, g (medida a lo largo de la corona del cordón despreciando las dimensiones de soldadura) es positivo. En conexiones traslapadas, g es negativo e igual a q .

Para la rama en tracción

$$P_n \sin \theta = (P_n \sin \theta)_{\text{rama en compresión}} \quad (\text{K2-8})$$

(b) Para el estado límite de fluencia por corte (punzonamiento) en las conexiones en K con excentricidad

$$P_n = 0.6F_y t\pi D_b \left[(1 + \sin\theta) / 2 \sin^2\theta \right] \quad (\text{K2-9})$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

3. Criterio para Tubos Rectangulares

Se debe incorporar la interacción de tensión debido a las fuerzas del cordón y las fuerzas locales en la conexión de la rama en el parámetro de interacción Q_f .

Cuando el cordón está en tracción

$$Q_f = 1$$

Cuando el cordón está en compresión en las conexiones en T, Y y en cruz

$$Q_f = 1.3 - 0.4U / \beta \leq 1 \quad (\text{K2-10})$$

Cuando el cordón está en compresión en las conexiones en K con excentricidad

$$Q_f = 1.3 - 0.4U / \beta_{eff} \leq 1 \quad (\text{K2-11})$$

donde U es la razón de utilización entregada por

$$U = \left| P_r / A_g F_c + M_r / S F_c \right| \quad (\text{K2-12})$$

y

P_r = resistencia axial requerida en el cordón, T (kN); para conexiones en K con excentricidad, P_r se debe determinar en el lado de la junta que tenga la mayor tensión de compresión (mayor U)

M_r = resistencia de flexión requerida en el cordón, T -m (N-mm)

A_g = área bruta del cordón, cm^2 (mm^2)

F_c = tensión disponible, kgf/cm^2 (MPa)

S = módulo elástico del cordón, cm^3 (mm^3)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

P_r = P_u = resistencia axial requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de carga LRFD, T (kN)

M_r = M_u = resistencia de flexión requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm)

F_c = F_y , kgf/cm^2 (MPa)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

- $P_r = P_a$ = resistencia axial requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de carga ASD, T (kN)
 $M_r = M_a$ = resistencia de flexión requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de carga ASD, T-m (N-mm)
 $F_c = 0.6 F_y$, kgf/cm² (MPa)

3a. Límites de Aplicación

Estas disposiciones son aplicables solamente cuando la configuración de la conexión se encuentra dentro de los siguientes límites:

- (1) Excentricidad de la junta: $-0.55 H \leq e \leq 0.25H$, donde H es la altura del cordón y e es positivo cuando se aleja de las ramas
- (2) Ángulo de la rama: $\theta \geq 30^\circ$
- (3) Esbeltez de la pared del cordón: razón entre el ancho total y el espesor de pared menor o igual a 35 para conexiones en K con excentricidad y las conexiones en T, Y y cruz; menor o igual a 30 para conexiones en K traslapadas
- (4) Esbeltez de pared de ramas en tracción: razón entre el ancho total y el espesor de pared menor o igual a 35
- (5) Esbeltez de pared de ramas en compresión: razón entre el ancho total y el espesor de pared menor o igual a $1.25(E/F_{yb})^{0.5}$; y también menor que 35 para conexiones en K con excentricidad y las conexiones en T, Y y cruz; menor o igual a $1.1(E/F_{yb})^{0.5}$ para conexiones en K traslapadas
- (6) Razón de ancho: razón entre el ancho total de la rama y el espesor de pared del cordón mayor o igual a 0.25 para conexiones en T, Y, cruz, y K traslapada; mayor o igual a 0.35 para conexiones en K con excentricidad.
- (7) Razón de aspecto: $0.5 \leq$ razón entre altura y ancho ≤ 2.0
- (8) Traslape: $25\% \leq O_v \leq 100\%$, donde $O_v = (q/p) \times 100\%$. p es la longitud proyectada de la rama que traslapa en el cordón; q es la longitud de traslape medida a lo largo de la cara de conexión del cordón por debajo de las dos ramas. Para conexiones traslapadas, la más larga (o si son de igual ancho, la rama de mayor espesor) es el "miembro que atraviesa", conectado directamente al cordón
- (9) La razón de espesor de ramas para conexiones traslapadas: la razón entre el ancho total de la pared de la rama que traslapa y el ancho total de la rama traslapada debe ser mayor o igual a 0.75
- (10) Razón de espesor de ramas para conexiones traslapadas: espesor de la rama que traslapa debe ser menor o igual al espesor de la rama traslapada
- (11) Resistencia: $F_y \leq 3670$ kgf/cm² (360 MPa) para el cordón y las ramas
- (12) Ductilidad: $F_y / F_u \leq 0.8$ para tubos
- (13) Aplican otros límites según disposiciones específicas

3b. Ramas con Cargas Axiales en las Conexiones en T, Y, y Cruz

Para las conexiones en T, Y y cruz, la resistencia disponible de la rama debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de plastificación de la pared del cordón, fluencia por corte (punzonamiento), resistencia de la pared lateral y la fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga.

(a) Para el estado límite de plastificación de pared del cordón

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 \left[2\eta / (1 - \beta) + 4 / (1 - \beta)^{0.5} \right] Q_f \quad (\text{K2-13})$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

Este estado límite no necesita ser revisado cuando $\beta > 0.85$.

(b) Para el estado límite de fluencia por corte (punzonamiento)

$$P_n \sin \theta = 0.6 F_y t B \left[2\eta + 2\beta_{\text{eop}} \right] Q_f \quad (\text{K2-14})$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

En la Ecuación K2-14, el parámetro punzonamiento exterior efectivo $\beta_{\text{eop}} = 5\beta / \gamma$ no debe exceder de β .

Este estado límite no necesita ser revisado cuando $\beta > (1 - 1 / \gamma)$, ni cuando $\beta > 0.85$ y $\beta / t \geq 10$.

(c) Para el estado límite de resistencia de la pared lateral, la resistencia disponible para las ramas en tracción debe tomarse como la resistencia disponible por fluencia local de la pared. Para el estado límite de resistencia de pared lateral, la resistencia disponible para las ramas en compresión debe tomarse como el menor valor de las resistencias disponibles por fluencia local y aplastamiento local de la pared lateral. Para conexiones en cruz con ángulo de rama menor a 90° , se debe realizar una verificación adicional para la falla en corte de la pared lateral del cordón de acuerdo con la Sección G5.

Este estado límite no necesita ser revisado a no ser que el cordón y las ramas tengan el mismo ancho ($\beta = 1.0$).

(i) Para el estado límite de fluencia local

$$P_n \sin \theta = 2F_y t \left[5k + N \right] \quad (\text{K2-15})$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

donde

k = radio de esquina exterior del tubo, que permite ser tomado igual a $1.5 t$ cuando se desconoce, cm (mm)

N = longitud de apoyo de la carga, paralela al eje del miembro principal de sección tubular, $H_b / \sin \theta$, cm (mm)

(ii) Para el estado límite de aplastamiento local de la pared lateral, en las conexiones en T o Y

$$P_n \sin \theta = 1.6 t^2 \left[1 + 3N / (H - 3t) \right] \left(EF_y \right)^{0.5} Q_f \quad (\text{K2-16})$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(iii) Para el estado límite de aplastamiento local de la pared lateral en las conexiones en cruz

$$P_n \sin \theta = \left[48t^3 / (H - 3t) \right] (EF_y)^{0.5} Q_f \quad (\text{K2-17})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(d) Para el estado límite de plastificación local debido a distribución no uniforme de la carga

$$P_n = F_{yb} t_b \left[2H_b + 2b_{eoi} - 4t_b \right] \quad (\text{K2-18})$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

donde

$$b_{eoi} = \left[10 / (B/t) \right] \left[F_y t / F_{yb} t_b \right] B_b \leq B_b \quad (\text{K2-19})$$

Este estado límite no necesita ser revisado cuando $\beta < 0.85$

3c. Ramas con Cargas Axiales en las Conexiones en K con Excentricidad

Para las conexiones en K con excentricidad, la resistencia disponible de la rama debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de plastificación de la pared del cordón, fluencia por corte (punzonamiento), fluencia por corte y fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga. Además de los límites de aplicabilidad en la Sección K2-3a, se aplican los siguientes límites:

(1) $B_b / B \geq 0.1 + \gamma / 50$

(2) $B_{eff} \geq 0.35$

(3) $\zeta \geq 0.5 (1 - \beta_{eff})$

(4) Excentricidad: g mayor o igual que la suma de los espesores de pared de las ramas

(5) El valor menor $B_b > 0.63$ veces el mayor valor B_b

(a) Para el estado límite de plastificación de la pared del cordón

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 \left[9.8 \beta_{eff} \gamma^{0.5} \right] Q_f \quad (\text{K2-20})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) Para el estado límite de fluencia por corte (punzonamiento)

$$P_n \sin \theta = 0.6 F_y t B \left[2\eta + \beta + \beta_{eop} \right] Q_f \quad (\text{K2-21})$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

En la ecuación anterior, el parámetro de punzonamiento exterior efectivo $\beta_{eop} = 5 \beta / \gamma$ no debe exceder de β .

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $B_b < (B-2t)$ o la rama no es cuadrada.

(c) Para el estado límite de fluencia por corte del cordón en la excentricidad, la resistencia disponible debe ser verificada de acuerdo con la Sección G5. Este estado límite sólo debe ser verificado cuando el cordón no es cuadrado.

(d) Para el estado límite de fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga

$$P_n = F_{yb} t_b [2H_b + B_b + b_{eoi} - 4t_b] \quad (K2-22)$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

donde

$$b_{eoi} = [10/(B/t)] [F_y t / F_{yb} t_b] B_b \leq B_b \quad (K2-23)$$

Este estado límite necesita ser revisado solamente cuando la rama no es cuadrada o $B/t < 15$.

3d. Ramas con Cargas Axiales en las Conexiones en K Traslapadas

Para las conexiones en K traslapadas, la resistencia disponible de la rama debe ser determinada de acuerdo con los estados límite de fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga, donde

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

(a) Para la rama que traslapa, y para un traslape $25\% \leq O_v \leq 50\%$ medido con respecto al ala que traslapa

$$P_n = F_{yb} t_{bi} [(O_v / 50)(2H_{bi} - 4t_{bi}) + b_{eoi} + b_{eov}] \quad (K2-24)$$

(b) Para la rama que traslapa, y para un traslape $50\% \leq O_v \leq 80\%$ medido con respecto al ala que traslapa

$$P_n = F_{yb} t_{bi} [2H_{bi} - 4t_{bi} + b_{eoi} + b_{eov}] \quad (K2-25)$$

(c) Para la rama que traslapa, y para un traslape $80\% \leq O_v \leq 100\%$ medido con respecto al ala que traslapa

$$P_n = F_{yb} t_{bi} [2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + b_{eov}] \quad (K2-26)$$

donde

b_{eoi} es el ancho efectivo de la cara de la rama soldada al cordón

$$b_{eoi} = [10 / (B / t)] [(F_y t) / (F_{yb} t_{bi})] B_{bi} \leq B_{bi} \quad (K2-27)$$

b_{eov} es el ancho efectivo de la cara de la rama soldada a la riostra traslapada

(K2-28)

$$b_{eov} = \left[10 / (B_{bj} / t_{bj}) \right] \left[(F_{ybj} t_{bj}) / (F_{ybi} t_{bi}) \right] B_{bi} \leq B_{bi}$$

B_{bi} = ancho total de la rama que traslapa, cm (mm)

B_{bj} = ancho total de la rama que es traslapada, cm (mm)

F_{ybi} = tensión de fluencia mínima especificada del material de la rama que traslapa, kgf/cm² (MPa)

F_{ybj} = tensión de fluencia mínima especificada del material de la rama traslapada, kgf/cm² (MPa)

H_{bi} = altura total de la rama que traslapa, cm (mm)

t_{bi} = espesor de la rama que traslapa, cm (mm)

t_{bj} = espesor de la rama que es traslapada, cm (mm)

Para la rama que es traslapada, P_n no debe exceder de P_n de la rama que traslapa, calculada utilizando la Ecuación K2-24, K2-25, o K2-26, según corresponda, multiplicada por el factor $(A_{bj} F_{ybj} / A_{bi} F_{ybi})$, donde:

A_{bi} = área bruta de la rama que traslapa, cm² (mm²)

A_{bj} = área bruta de la rama que es traslapada, cm² (mm²)

3e. Soldaduras de las Ramas

Se debe considerar la no-uniformidad en la transferencia de carga a lo largo de la línea de la soldadura, debido a las diferencias en la flexibilidad relativa de las paredes de los tubos en conexiones tubo-tubo, en el dimensionamiento de tales soldaduras. Esto puede ser considerado al limitar la longitud de soldadura total efectiva, L_e , de soldaduras de tope y de filete a tubos rectangulares como se menciona a continuación:

(a) En las conexiones en T, Y y en cruz:

(i) Cuando $\theta \leq 50^\circ$

$$L_e = \frac{2(H_b - 1,2t_b)}{\sin \theta} + (B_b - 1,2t_b) \quad (K2-29)$$

(ii) Cuando $\theta > 60^\circ$

$$L_e = \frac{2(H_b - 1,2t_b)}{\sin \theta} \quad (K2-30)$$

Se debe utilizar interpolación lineal para determinar L_e para valores de θ entre 50° y 60° .

(b) En las conexiones en K con excentricidad, alrededor de cada rama:

(i) Cuando $\theta \leq 50^\circ$

$$L_e = \frac{2(H_b - 1,2t_b)}{\sin \theta} + 2(B_b - 1,2t_b) \quad (K2-31)$$

(ii) Cuando $\theta \geq 60^\circ$

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin \theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (\text{K2-32})$$

Se debe utilizar interpolación lineal para determinar L_e para valores de θ entre 50° y 60° .

En vez de utilizar las disposiciones anteriores en las Ecuaciones K2-29 hasta K2-32, se permite utilizar otros procedimientos analíticos y/o experimentales debidamente fundamentados.

K3. CONEXIONES DE MOMENTO TUBO-TUBO

Las conexiones de momento tubo-tubo se definen como conexiones que consisten en una o dos ramas que están directamente soldadas a un cordón continuo que pasa a través de la conexión, con la rama o ramas cargadas por momentos de flexión.

Una conexión debe ser clasificada como:

- (a) Una conexión en T cuando existe sólo una rama y es perpendicular al cordón, y como una conexión en Y cuando existe sólo una rama pero que no es perpendicular al cordón.
- (b) Una conexión en cruz cuando existe una rama en cada lado (opuesto) del cordón.

Para efectos de esta Especificación, los ejes centrales de las ramas y del cordón deben caer en el mismo plano común.

1. Definición de Parámetros

- B = ancho total del miembro principal de sección tubo rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm)
- B_b = ancho total de la rama de sección tubo rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm)
- D = diámetro exterior del miembro principal de sección tubo redondo, cm (mm)
- D_b = diámetro exterior de la rama de sección tubo redondo, cm (mm)
- F_y = tensión de fluencia mínima especificada del material del miembro principal tubular, kgf/cm² (MPa)
- F_{yb} = tensión de fluencia mínima especificada del material de la rama tubular, kgf/cm² (MPa)
- F_u = tensión última mínima especificada del material del tubo, kgf/cm² (MPa)
- H = altura total del miembro principal de sección tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm)
- H_b = altura total de la rama de sección tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm)
- t = espesor de diseño de la pared del miembro principal tubular, cm (mm)
- t_b = espesor de diseño de la pared de la rama tubular, cm (mm)
- β = la razón de ancho; la razón entre el diámetro de la rama y del cordón = D_b/D para tubos redondos; la razón entre el ancho total de la rama y del cordón = B_b/B para tubos rectangulares
- γ = la razón de esbeltez del cordón; la razón entre el diámetro y el doble

- del espesor de pared = $D/2t$ para tubos redondos; la razón entre el ancho y el doble del espesor de pared = $B/2t$ para tubos rectangulares
- η = el parámetro de longitud de carga, aplicable solamente para tubos rectangulares; la razón entre la longitud de contacto de la rama con el cordón en el plano de conexión y el ancho del cordón = N/B , donde $N = H_b / \sin \theta$
- θ = ángulo agudo entre la rama y el cordón (°)

2. Criterio para Tubos Redondos

Se debe incorporar la interacción de las tensiones debidas a las cargas del cordón y las cargas locales de conexión de las ramas a través del parámetro de interacción Q_f .

Cuando el cordón está en tracción $Q_f = 1$

Cuando el cordón está en compresión

$$Q_f = 1.0 - 0.3U(1 + U) \quad (K3-1)$$

donde U es la razón de utilización dado por

$$U = \left| P_r / A_g F_c + M_r / S F_c \right| \quad (K3-2)$$

y

- P_r = resistencia axial requerida en el cordón, T (kN)
 M_r = resistencia de flexión requerida en el cordón, T-m (N-mm)
 A_g = área bruta del cordón, cm² (mm²)
 F_c = tensión disponible, kgf/cm² (MPa)
 S = módulo elástico del cordón, cm³ (mm³)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

- P_r = P_u = resistencia axial requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T (kN)
 M_r = M_u = resistencia de flexión requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T-m (N-mm)
 F_c = F_y , kgf/cm² (MPa)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

- P_r = P_a = resistencia axial requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T (kN)
 M_r = M_a = resistencia de flexión requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T-m (N-mm)
 F_c = $0.6 F_y$, kgf/cm² (MPa)

2a. Límites de Aplicación

Estas disposiciones son aplicables solamente cuando la configuración de la conexión se encuentra dentro de los siguientes límites:

- (1) Ángulo de la rama: $\theta \geq 30^\circ$
- (2) Esbeltez de la pared del cordón: razón entre el diámetro y el espesor de pared menor o igual a 50 para las conexiones en T o Y; menor o igual a 40 para conexiones en cruz
- (3) Esbeltez de pared de ramas en tracción: razón entre el diámetro y el espesor de pared menor o igual a 50
- (4) Esbeltez de pared de ramas en compresión: razón entre el diámetro y el espesor de pared menor o igual a $0.05 E / F_y$
- (5) Razón de ancho: $0.2 \leq D_b / D \leq 1.0$
- (6) Resistencia: $F_y \leq 3670 \text{ kgf/cm}^2$ (360 MPa) para el cordón y las ramas
- (7) Ductilidad: $E_y / F_u \leq 0.8$ para tubos

2b. Ramas con Momentos de Flexión en el Plano en las Conexiones en T, Y y Cruz

La resistencia de diseño, ϕM_n , y la resistencia admisible, M_n / Ω , deben ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de plastificación del cordón y fluencia por corte (punzonamiento).

(a) Para el estado límite de plastificación del cordón

$$M_n \sin \theta = 5.39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f \quad (\text{K3-3})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) Para el estado límite de fluencia por corte (punzonamiento)

$$M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left[(1 + 3 \sin \theta) / 4 \sin^2 \theta \right] \quad (\text{K3-4})$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $\beta > (1-1\gamma)$

2c. Ramas con Momentos de Flexión fuera del Plano en las Conexiones en T, Y y Cruz

La resistencia de diseño, ϕM_n , y la resistencia admisible, M_n / Ω , deben ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de plastificación del cordón y fluencia por corte (punzonamiento).

(a) Para el estado límite de plastificación del cordón

$$M_n \sin \theta = F_y t^2 D_b \left[3.0 / (1 - 0.81\beta) \right] Q_f \quad (\text{K3-5})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) Para el estado límite de fluencia por corte (punzonamiento)

$$M_n \sin \theta = 0.6 F_y t D_b^2 \left[(3 + \sin \theta) / 4 \sin^2 \theta \right] Q_f \quad (\text{K3-6})$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $\beta > (1 - 1 / \gamma)$.

2d. Ramas con Combinación de Momento de Flexión y Carga Axial en las Conexiones en T, Y y Cruz

Las conexiones sujetas a carga axial de rama, momento de flexión de rama en el plano y fuera del plano, o cualquier combinación de estos efectos de carga deben satisfacer lo siguiente:

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

$$(P_r / \phi P_n) + (M_{r-ip} / \phi M_{n-ip})^2 + (M_{r-op} / \phi M_{n-op}) \leq 1.0 \quad (K3-7)$$

donde

- P_r = P_u = resistencia axial requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T (kN)
- ϕP_n = resistencia de diseño obtenida de la Sección K2.2b
- M_{r-ip} = resistencia de flexión en el plano requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T-m (N-mm)
- ϕM_{n-ip} = resistencia de diseño obtenida de la Sección K3.2b
- M_{r-op} = resistencia de flexión fuera del plano requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T-m (N-mm)
- ϕM_{n-op} = resistencia de diseño obtenida de la Sección K3.2c

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

$$(P_r / (P_n / \Omega)) + (M_{r-ip} / (M_{n-ip} / \Omega))^2 + (M_{r-op} / (M_{n-op} / \Omega)) \leq 1.0 \quad (K3-8)$$

donde

- P_r = P_a = resistencia axial requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T (kN)
- P_n / Ω = resistencia de diseño obtenida de la Sección K2.2b
- M_{r-ip} = resistencia de flexión en el plano requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T-m (N-mm)
- M_{n-ip} / Ω = resistencia de diseño obtenida de la Sección K3.2b
- M_{r-op} = resistencia de flexión fuera del plano requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T-m (N-mm)
- M_{n-op} / Ω = resistencia de diseño obtenida de la Sección K3.2c

3. Criterio para Tubos Rectangulares

Se debe incorporar la interacción de las tensiones debidas a las fuerzas del cordón y las fuerzas locales en la conexión de la rama en el parámetro de interacción Q_f .

Cuando el cordón está en tracción:

$$Q_f = 1$$

Cuando el cordón está en compresión:

$$Q_f = 1.3 - 0.4U/\beta \leq 1 \quad (\text{K3-9})$$

donde U es la razón de utilización entregada por

$$U = \left| P_r/A_g F_c + M_r/SF_c \right| \quad (\text{K3-10})$$

y

P_r	= resistencia axial requerida en el cordón, T (kN)
M_r	= resistencia de flexión requerida en el cordón, T-m (N-mm)
A_g	= área bruta del cordón, cm^2 (mm^2)
F_c	= tensión disponible, kgf/cm^2 (MPa)
S	= módulo elástico del cordón, cm^3 (mm^3)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

P_r	= P_u = resistencia axial requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T (kN)
M_r	= M_u = resistencia de flexión requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T-m (N-mm)
F_c	= F_y , kgf/cm^2 (MPa)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

P_r	= P_a = resistencia axial requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T (kN)
M_r	= M_a = resistencia de flexión requerida en el cordón, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T-m (N-mm)
F_c	= $0.6 F_y$, kgf/cm^2 (MPa)

3a. Límites de Aplicación

El siguiente criterio es aplicable solamente cuando la configuración de la conexión se encuentra dentro de los siguientes límites:

- (1) Ángulo de la rama es aproximadamente 90°
- (2) Esbeltez de la pared del cordón: razón entre el ancho total y el espesor de pared menor o igual a 35
- (3) Esbeltez de pared de ramas en tracción: razón entre el ancho total y el espesor de pared menor o igual a 35
- (4) Esbeltez de pared de ramas en compresión: razón entre el ancho total y el espesor de pared menor o igual a $1.25(E/F_{yb})^{0.5}$ y también menor que 35
- (5) Razón de ancho: razón entre el ancho total de la rama y del cordón mayor o igual a 0.25
- (6) Razón de aspecto: $0.5 \leq$ razón entre altura y ancho ≤ 2.0
- (7) Resistencia: $F_y \leq 3\ 670$ kgf/cm^2 (360 MPa) para el cordón y las ramas
- (8) Ductilidad: $F_y / F_u \leq 0.80$ para tubos

(9) Aplican otros límites según criterios específicos

3b. Ramas con Momentos de Flexión en el Plano en las Conexiones en T, y Cruz

La resistencia de diseño, ϕM_n , y la resistencia admisible, M_n / Ω , deben ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de plastificación del cordón, fluencia local de la pared lateral y fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga.

(a) Para el estado límite de plastificación del cordón:

$$M_n = F_y t^2 H_b \left[(1 / 2\eta) + 2 / (1 - \beta)^{0.5} + \eta / (1 - \beta) \right] Q_f \quad (K3-11)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $\beta > 0.85$.

(b) Para el estado límite de fluencia local de la pared lateral:

$$M_n = 0.5 F_y^* t (H_b + 5t)^2 \quad (K3-12)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

donde

$$\begin{aligned} F_y^* &= F_y \text{ para conexiones en T} \\ F_y^* &= 0.8 F_y \text{ para conexiones en cruz} \end{aligned}$$

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $\beta > 0.85$.

(c) Para el estado límite de fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga:

$$M_n = F_{yb} \left[Z_b - (1 - b_{eoi} / B_b) B_b H_b t_b \right] \quad (K3-13)$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

donde

$$\begin{aligned} b_{eoi} &= \left[10 / (B / t) \right] \left[F_y t / (F_{yb} t_b) \right] B_b \leq B_b \quad (K3-14) \\ Z_b &= \text{módulo plástico de la rama en torno al eje de flexión, cm}^3 \text{ (mm}^3\text{)} \end{aligned}$$

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $\beta > 0.85$.

3c. Ramas con Momentos de Flexión fuera del Plano en las Conexiones en T, y en Cruz

La resistencia de diseño, ϕM_n , y la resistencia admisible, M_n / Ω , deben ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de plastificación de pared del cordón, fluencia local de la pared lateral, fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga y falla por distorsión.

(a) Para el estado límite de plastificación de pared del cordón:

$$M_n = F_y t^2 \left[0.5 H_b (1 + \beta) / (1 - \beta) + \left[2 B B_b (1 + \beta) / (1 - \beta) \right]^{0.5} \right] Q_f \quad (K3-15)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $\beta > 0.85$

(b) Para el estado límite de fluencia local de la pared lateral:

$$M_n = F_y^* t (B - t) (H_b + 5t) \quad (K3-16)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

donde

$$\begin{aligned} F_y^* &= F_y \text{ para conexiones en T} \\ F_y^* &= 0.8 F_y \text{ para conexiones en cruz} \end{aligned}$$

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $\beta < 0.85$

(c) Para el estado límite de fluencia local debido a la distribución desbalanceada de carga:

$$M_n = F_{yb} \left[Z_b - 0.5 (1 - b_{eoi} / B_b)^2 B_b^2 t_b \right] \quad (K3-17)$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$$

donde

$$\begin{aligned} b_{eoi} &= \left[10 / (B / t) \right] \left[F_y t / (F_{yb} t_b) \right] B_b \leq B_b \\ Z_b &= \text{módulo plástico de la rama en torno al eje de flexión, cm}^3 \text{ (mm}^3\text{)} \end{aligned} \quad (K3-18)$$

Este estado límite no necesita ser verificado cuando $\beta > 0.85$.

(d) Para el estado límite de falla por distorsión:

$$M_n = 2 F_y t \left[H_b t + \left[B H t (B + H) \right]^{0.5} \right] \quad (K3-19)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

Este estado límite no necesita ser verificado para las conexiones en cruz o las conexiones en T si la falla por distorsión se puede prevenir de alguna manera.

3d. Ramas con Combinación de Momento de Flexión y Carga Axial en las Conexiones en T y en Cruz

Las conexiones solicitadas a carga axial de rama, momento de flexión de rama en el plano y fuera del plano, o cualquier combinación de estos efectos de carga deben satisfacer

lo siguiente:

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

$$\left(\frac{P_r}{\phi P_n} \right) + \left(\frac{M_{r-ip}}{\phi M_{n-ip}} \right) + \left(\frac{M_{r-op}}{\phi M_{n-op}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{K3-20})$$

donde

P_r = P_u = resistencia axial requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T (kN)

ϕP_n = resistencia de diseño obtenida de la Sección K2.3b

M_{r-ip} = resistencia de flexión requerida en el plano requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T-m (N-mm)

ϕM_{n-ip} = resistencia de diseño obtenida de la Sección K3.3b

M_{r-op} = resistencia de flexión requerida fuera del plano requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas LRFD, T-m (N-mm)

ϕM_{n-op} = resistencia de diseño obtenida de la Sección K3.3c

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

$$\left(\frac{P_r}{P_n / \Omega} \right) + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{n-ip} / \Omega} \right)^2 + \left(\frac{M_{r-op}}{M_{n-op} / \Omega} \right) \leq 1.0 \quad (\text{K3-21})$$

donde

P_r = P_a = resistencia axial requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T (kN)

P_n / Ω = resistencia de diseño obtenida de la Sección K2.3b

M_{r-ip} = resistencia de flexión en el plano requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T-m (N-mm)

M_{n-ip} / Ω = resistencia de diseño obtenida de la Sección K3.3b

M_{r-op} = resistencia de flexión fuera del plano requerida en la rama, utilizando las combinaciones de cargas ASD, T-m (N-mm)

M_{n-op} / Ω = resistencia de diseño obtenida de la Sección K3.3c

CAPÍTULO L

DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Este Capítulo entrega los requisitos para determinar el desempeño bajo condiciones de servicio.

El Capítulo se organiza como sigue:

- L1. Disposiciones Generales
- L2. Contraflecha
- L3. Deformaciones
- L4. Desplazamientos Laterales Relativos
- L5. Vibración
- L6. Movimiento Inducido por Viento
- L7. Expansión y Contracción
- L8. Deslizamiento de Conexiones

L1. DISPOSICIONES GENERALES

El Estado Límite de Servicio es un estado en el cual el funcionamiento de una edificación, su apariencia, mantenimiento, durabilidad y comodidad de sus ocupantes se mantienen controlados para una condición de uso normal. Los valores límite de comportamiento estructural para condiciones de servicio (por ejemplo, deformaciones máximas, aceleraciones) deben ser elegidos con la debida atención a la función que se espera que la estructura satisfaga. La condición de servicio debe ser evaluada utilizando *combinaciones de carga* apropiadas para los *estados límite* de servicio establecidos.

Nota: Información adicional sobre los estados límite de servicio, las cargas de servicio y las combinaciones de carga apropiadas para los requisitos de servicio se encuentran en la SEI/ASCE Estándar 7, Anexo B y su Comentario. Los requisitos de desempeño de este capítulo son consistentes con aquellos. Las cargas de servicio, como se estipulan de aquí en adelante, son aquellas que actúan en la estructura en un instante arbitrario en el tiempo. Eso es, las combinaciones de carga apropiadas suelen ser menos severas que las de ASCE 7, Sección 2.4, donde las combinaciones de carga para LRFD se aplican al estado límite resistente último.

L2. CONTRAFLECHA

Donde se utilicen *contraflechas* para lograr una posición y colocación apropiada de la estructura, la magnitud, dirección y colocación de la contraflecha deben ser especificadas en los planos estructurales.

Nota: El *Code for Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* presenta contraflechas recomendadas.

L3. DEFORMACIONES

Las deformaciones en miembros y sistemas estructurales bajo combinaciones de carga apropiadas no deben afectar la *condición de servicio* de la estructura.

Nota: Las condiciones que deben ser consideradas incluyen nivelación de pisos, alineamiento de miembros estructurales, integridad de terminaciones del edificio, y otros factores que afectan el uso normal y funcionamiento de la estructura. Para miembros *compuestos*, las deformaciones adicionales del hormigón debido a retracción y fluencia lenta deberían ser consideradas.

L4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS

El desplazamiento lateral relativo o deriva de una estructura debe ser evaluado bajo *cargas de servicio* para satisfacer la *condición de servicio* a la estructura, incluyendo la integridad de tabiques interiores y recubrimientos exteriores. La deriva bajo *combinaciones de carga* para la condición de resistencia no debe causar choque con estructuras adyacentes o exceder los valores límite de dichos desplazamientos que pudieran estar especificados en el *código de edificación vigente*.

L5. VIBRACIÓN

Se debe considerar el efecto de vibración en la comodidad de los ocupantes y el funcionamiento de la estructura. Las fuentes de vibración que deben ser consideradas incluyen cargas peatonales, vibración de maquinarias y otras fuentes identificadas para la estructura.

L6. MOVIMIENTO INDUCIDO POR VIENTO

Debe considerarse el efecto del movimiento inducido por viento en la comodidad de los ocupantes.

L7. DILATACIÓN Y CONTRACCIÓN

Deben ser considerados los efectos de la expansión térmica y contracción por cambios de temperatura en las edificaciones. Los daños en el *recubrimiento* de la edificación pueden ocasionar penetración de agua y consecuentemente corrosión.

L8. DESLIZAMIENTO EN LAS CONEXIONES

Cuando el deslizamiento en conexiones apernadas pueda causar deformaciones que afecten la *condición de servicio* de la estructura, los efectos del deslizamiento en las conexiones deben ser incluidos en el diseño. Cuando sea apropiado, la conexión debe ser diseñada para evitar el deslizamiento. Para el diseño de *conexiones* de deslizamiento crítico ver las Secciones J3.8 y J3.9.

Nota: La RCSC *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts* da más información sobre deslizamiento en las conexiones.

CAPÍTULO M

FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD

Este Capítulo entrega requisitos para los planos de taller, la fabricación, la pintura en taller, el montaje y el *control de calidad*.

El capítulo se organiza como sigue:

- M1. Planos de Taller y Montaje
- M2. Fabricación
- M3. Pintura en Taller
- M4. Montaje
- M5. Control de Calidad

M1. PLANOS DE TALLER Y DE MONTAJE

Los planos de taller deben ser preparados con anterioridad a la fabricación y entregar la información completa necesaria para la fabricación de las partes componentes de la estructura, incluyendo la ubicación, tipo y tamaño de las soldaduras y los pernos. Los planos de montaje deben ser preparados con anterioridad al montaje y entregar la información necesaria para el montaje de la estructura. Los planos de taller y montaje deben distinguir claramente entre soldaduras y pernos de taller y terreno y deben identificar claramente las *conexiones* pretensadas y apernadas de alta resistencia de deslizamiento crítico. Los planos de taller y montaje deben ser hechos con la debida atención a la velocidad y economía en la fabricación y el montaje.

M2. FABRICACIÓN

1. Contraflecha, Curvado y Enderezado

Se permite la aplicación local de calor o medios mecánicos para introducir la contraflecha, curvatura o enderezado correctos. La temperatura de las áreas calentadas, medida con métodos aprobados, no debe exceder los 593 °C (1,100°F) para aceros A514/A514M y A852/A852M ni los 649 °C (1,200 °F) para otros aceros.

2. Corte térmico

Los bordes de acero cortados térmicamente deben cumplir los requisitos de AWS D1.1, Secciones 5.15.1.2, 5.15.4.3 y 5.15.4.4 con excepción de los bordes libres cortados térmicamente que estarán sujetos a esfuerzos calculados de tracción estática que deben quedar libres de *irregularidades* de fondo curvo mayores a 5 mm y cortes en V profundos y agudos. *Irregularidades* más profundas que 5mm y cortes deben ser eliminados por esmerilado o reparados con soldadura.

Las esquinas entrantes, exceptuando esquinas entrantes en los *extremos de las vigas* y los agujeros de acceso para la soldadura, deben cumplir los requisitos de AWS D1.1,

Sección A5.16. Si se requiere especificar otro tipo de contorno, este se debe mostrar en los documentos de contrato.

Los recortes en los extremos de las vigas y los agujeros de acceso a la soldadura deben cumplir los requisitos geométricos de la Sección J1.6. Los recortes en los extremos de las vigas y los agujeros de acceso para la soldadura en las secciones galvanizadas deben ser esmerilados. Para perfiles con un espesor de ala que no excede 50 mm la rugosidad de las superficies cortadas térmicamente de los recortes de las vigas no deben ser mayores que el valor de rugosidad superficial de 2,000 μin (50 μm) como se especifica en ASME B46.1 Surface Texture (*Surface Roughness, Waviness and Lay*). Para los recortes en los extremos de las vigas y los agujeros de acceso a la soldadura en los cuales la parte curvada del agujero de acceso es cortada térmicamente, en perfiles laminados en caliente ASTM A6/A6M con espesor de ala que excede 50 mm y perfiles soldados con espesor de material mayor a 50 mm, debe aplicarse antes del cortado térmico, una temperatura de precalentado no menor a 66 °C (150 °F). La superficie cortada térmicamente de los agujeros de acceso en perfiles laminados ASTM A6/A6M con espesor de ala mayor a 50 mm debe ser esmerilada e inspeccionada en busca de grietas mediante inspección con partículas magnéticas en concordancia con el estándar ASTM E709. Cualquier grieta es inaceptable sin importar el tamaño o la ubicación.

Nota: El ejemplo 3 de la AWS Surface Roughness Guide for Oxygen Cutting (AWS C4.1-177) puede ser usado como guía para evaluar la rugosidad superficial de *recortes* en perfiles con alas que no exceden los 50 mm de espesor.

3. Cepillado de los Bordes

No es necesario el cepillado o terminación de las planchas y los perfiles cortados térmicamente, a menos que se mencione específicamente en los documentos de contrato, o se incluya en una preparación de borde estipulada para soldadura.

4. Construcción Soldada

La técnica, la mano de obra, la apariencia y la calidad de las soldaduras, y los métodos usados para corregir los trabajos defectuosos deben concordar con AWS D1.1 excepto lo modificado en la Sección J2.

5. Construcción Apernada

Las partes de miembros apernados deben ser conectadas o apernadas rígidamente durante el ensamble. El uso de un pasador en agujeros de pernos no debe alterar el metal o agrandar los agujeros. La coincidencia deficiente de agujeros debe ser motivo de rechazo.

Los agujeros para pernos deben cumplir con las disposiciones de RCSC *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, Sección 3.3 excepto que se permitan agujeros para pernos cortados térmicamente con un perfil de rugosidad superficial que no exceda los 1,000 μin . (25 μm) como se define en ASME B46.1. Las irregularidades no deben exceder una profundidad de 2 mm.

Las planchas de relleno completamente insertadas, con un espesor total de no más de 6 mm dentro de una *unión* son permitidas en *uniones* sin cambiar la resistencia (basado en el tipo de agujero) para el diseño de conexiones. La orientación de dichas *planchas* es independiente de la dirección de aplicación de la carga.

El uso de pernos de alta resistencia debe cumplir los requisitos de RCSC *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, excepto como se modifica en la Sección J3.

6. Uniones de Compresión

Las *uniones* de compresión que dependan del apoyo de contacto como parte del *empalme* de resistencia deben tener las superficies de contacto formadas por piezas fabricadas independientemente preparadas mediante cepillado, corte a sierra u otro método apropiado.

7. Tolerancias Dimensionales

Las tolerancias dimensionales deben estar en concordancia con el AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*.

8. Terminación de las Bases de Columna

Las bases de las *columnas* y las planchas de base deben ser terminadas de acuerdo con los siguientes requisitos:

- (1) Las planchas de contacto de acero de 50 mm o de menor espesor son permitidas sin cepillado, siempre que se logre una superficie de contacto satisfactoria. Las planchas de contacto de acero mayores de 50 mm pero no sobre 100 mm de espesor se permite que sean enderezadas con prensas o, si no se tienen prensas, mediante cepillado de las superficies de contacto (excepto como se destaca en los subpárrafos 2 y 3 de esta sección) para obtener una superficie de contacto satisfactoria. Planchas de contacto de acero de sobre 100 mm de espesor deben ser cepilladas en las superficies de contacto (excepto como se destaca en los subpárrafos 2 y 3 de esta sección).
- (2) La superficie inferior de las planchas de contacto y las bases de *columna* en que se usa mortero para asegurar contacto completo en fundaciones no necesitan ser cepilladas.
- (3) Las superficies superiores de planchas de contacto y las bases de *columna* no necesitan ser cepilladas cuando se utilizan uniones con soldadura de penetración completa entre la columna y la placa de contacto.

9. Agujeros para Barras de Anclaje

Los agujeros para las barras de anclaje, de acuerdo con las disposiciones de la Sección M2.2, pueden ser cortados térmicamente.

10. Agujeros de Drenaje

Cuando es posible que se produzca acumulación de agua dentro de miembros HSS o cajón, sea durante la construcción o durante el servicio, el miembro debe ser sellado, dándosele un agujero de drenaje en la base, o protegido mediante otros medios apropiados.

11. Requisitos para Miembros Galvanizados

Los miembros o partes galvanizados deben ser diseñados y fabricados para facilitar el flujo y drenaje de los fluidos preservantes, el zinc y para prevenir la acumulación de presión en las partes cerradas.

Nota: Para encontrar información útil sobre el diseño y detallamiento de miembros galvanizados consultar *The Design of Products to be Hot-Dip Galvanized After Fabrication*, American Galvanizer's Association, y ASTM A123, A153, A384 y A780.

M3. PINTURA DE TALLER

1. Requisitos Generales

La pintura de taller y la preparación de la superficie deben estar de acuerdo con las disposiciones del AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*.

A menos que se especifique en los documentos de contrato, no se requiere pintura de taller.

2. Superficies Inaccesibles

Con excepción de las superficies de contacto, las superficies que queden inaccesibles luego del ensamblaje de taller deben ser limpiadas y pintadas antes del ensamblaje, cuando se exige en las especificaciones de diseño.

3. Superficies de Contacto

Se permite pintura en las conexiones de contacto. Para las *conexiones de deslizamiento crítico*, los requisitos de la superficie de contacto deben estar de acuerdo con la RCSC *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, Sección 3.2.2(b).

4. Superficies Terminadas

Las superficies terminadas a máquina deben ser protegidas contra la corrosión por una cubierta que inhiba el óxido, la que puede ser removida previo al montaje, a menos que sus características hagan innecesaria su remoción previo al montaje.

5. Superficies Adyacentes a Soldaduras en Terreno

A menos que esté especificado en los documentos de proyecto, superficies a menos de 50 mm de cualquier lugar de la soldadura en el terreno deben estar libres de materiales que impidan una soldadura adecuada o que produzcan gases nocivos durante el soldado.

M4. MONTAJE

1. Alineación de las Bases de Columna

Las bases de columna deben estar niveladas y a la altura correcta en contacto completo con el concreto o albañilería.

2. Arriostramientos

El esqueleto de las edificaciones de marcos de acero debe ser montado y aplomado dentro de los límites definidos en el AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*. Los arriostramientos temporales deben ser colocados, en concordancia con los requisitos del *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, donde sea necesario para soportar las cargas a las cuales pueda estar sujeta la estructura, incluyendo simultáneamente equipos y operación. Dichos arriostramientos deben dejarse colocados tanto tiempo como sea necesario para mantener las condiciones de seguridad.

3. Alineación

No se deben llevar a cabo labores de apernado o soldaduras permanentes hasta que las porciones de la estructura afectadas se encuentren correctamente alineadas.

4. Ajuste de las Uniones de Compresión y Planchas de Base

Se permite la falta de contacto entre las superficies que no excedan una separación de 2 mm, sin importar el tipo de empalme utilizado (*unión soldada de penetración parcial* o apernada). Cuando la separación excede 2 mm, pero es menor a 6 mm, y se dispone de investigación de ingeniería que demuestra que no existe suficiente superficie de contacto, la separación debe llenarse con planchas de acero de relleno de caras paralelas. Estas planchas pueden ser de acero templado, sin importar el grado del material principal.

5. Soldadura en Terreno

La pintura de taller en las superficies adyacentes a las uniones a ser soldadas en terreno debe ser escobillada si es necesario para asegurar la calidad de la soldadura.

La soldadura en terreno de piezas unidas a elementos instalados insertos en concreto debe ser llevada a cabo de tal forma de evitar excesiva expansión térmica del elemento inserto, lo que puede producir agrietamiento del concreto o tensiones excesivas en los anclajes del elemento inserto.

6. Pintura de Terreno

La responsabilidad por la pintura de retoque, limpieza y pintura de terreno debe ser asignada de acuerdo a las prácticas locales aceptadas, y esta debe ser establecida explícitamente en los documentos de diseño.

7. Conexiones en Terreno

A medida que avanza el montaje, la estructura debe ser apernada o soldada de manera segura para soportar las *cargas* muertas, de viento y de montaje.

M5. CONTROL DE CALIDAD

El fabricante debe proporcionar procedimientos de *control de calidad* en la medida que lo encuentre necesario para asegurar que el trabajo se lleve a cabo de acuerdo con esta Especificación. Adicional a los procedimientos de control de calidad del fabricante, los materiales y la ejecución pueden estar sujetos en todo momento a inspección por parte de los inspectores que representen al cliente. Si estas inspecciones se llevarán a cabo, esto se debe establecer en los documentos de proyecto.

1. Cooperación

Mientras sea posible, la inspección por parte de los representantes del cliente se debe hacer en la planta del fabricante. El fabricante debe cooperar con el inspector, permitiendo el acceso para la inspección a todos los lugares donde se estén realizando trabajos. El inspector del cliente debe programar su trabajo de manera de minimizar la interrupción al trabajo del fabricante.

2. Rechazos

El material o la ejecución que no están de acuerdo con las disposiciones de esta Especificación pueden ser rechazados en cualquier momento durante la ejecución del trabajo.

El fabricante debe recibir copias de todos los informes elaborados para el cliente por parte de la agencia de inspección.

3. Inspección de Soldaduras

La inspección de soldaduras debe ser realizada de acuerdo con las disposiciones de AWS D1.1 excepto como se modifica en la Sección J2.

Cuando se necesite que la inspección visual sea realizada por inspectores de soldadura certificados por AWS, se debe especificar en los documentos de proyecto.

Cuando se necesiten ensayos no destructivos, el proceso, rango y estándares de aceptación deben ser claramente definidos en los documentos de proyecto.

4. Inspección de Conexiones de Deslizamiento Crítico con Pernos de Alta Resistencia

La inspección de conexiones de deslizamiento crítico con pernos de alta resistencia deben estar de acuerdo con las especificaciones de RCSC *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 and A490 Bolts*.

5. Identificación del Acero

El fabricante debe estar capacitado para suministrar un método de identificación de material, que se pueda demostrar mediante un procedimiento escrito y de acuerdo con la práctica existente, el cual debe permanecer visible, a lo menos hasta la operación de ajuste de los principales elementos estructurales de cada pieza que se despache.

ANEXO 1

ANÁLISIS INELÁSTICO Y DISEÑO

El diseño por *análisis inelástico* es objeto de las disposiciones suplementarias de este anexo.

El anexo se organiza como sigue:

- 1.1. Disposiciones Generales
- 1.2. Materiales
- 1.3. Redistribución de Momento
- 1.4. Pandeo Local
- 1.5. Estabilidad y Efectos de Segundo Orden
- 1.6. Columnas y Otros Miembros en Compresión
- 1.7. Vigas y Otros Miembros en Flexión
- 1.8. Miembros bajo Fuerzas Combinadas
- 1.9. Conexiones

1.1. DISPOSICIONES GENERALES

Se permite el análisis inelástico para el diseño de acuerdo con las disposiciones de la Sección B3.3 (LRFD). No se permite el análisis inelástico de acuerdo con las disposiciones de la Sección B3.4 (ASD) excepto como se indica en la Sección 1.3.

1.2. MATERIALES

Miembros que experimenten rotulación plástica deben tener un *esfuerzo de fluencia mínimo especificado* inferior a 4574 Kg/cm² (450 MPa).

1.3. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

Las *vigas* compuestas de sección compacta como se define en la Sección B.4 y que satisfacen los requisitos de longitud no arriostrada de la Sección 1.7, incluyendo los miembros *compuestos*, pueden ser dimensionadas para 0.9 veces los momentos negativos en los puntos de apoyo, producidos por la *carga gravitacional* calculada mediante un *análisis elástico*, siempre que el máximo momento positivo sea amplificado 1.1 veces los momentos negativos promedio. Esta reducción no se permite para momentos producidos por carga en voladizos y para el diseño de acuerdo con las Secciones 1.4 a 1.8 de este anexo.

Cuando el momento negativo es resistido por una columna unida rígidamente a la viga o “girder”, la reducción de 0.10 indicada en el párrafo precedente puede ser usada en el dimensionamiento de la columna para la carga combinada de fuerza axial y flexión, siempre que la fuerza axial no exceda $0.15\phi_c F_y A_g$ para LRFD o $0.15F_y A_g/\Omega_c$ para ASD

donde

A_g = área bruta del miembro, cm² (mm²)

F_y = *esfuerzo de fluencia mínimo especificado* del ala en compresión, Kg/cm² (MPa)

ϕ_c = factor de resistencia para compresión = 0.90

Ω_c = factor de seguridad para compresión = 1.67

1.4 PANDEO LOCAL

Las alas y almas de miembros sujetos a rotulación plástica bajo acción compuesta de flexión y compresión axial deben ser secciones compactas con razones ancho-espesor menores o iguales al límite λ_p definido en la Tabla B4.1 o como se modifica a continuación:

(a) Para las almas de los miembros de ala ancha y doble simetría y HSS rectangulares en flexión y compresión simultánea

(i) Para $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$

$$h/t_w \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right) \quad (\text{A-1-1})$$

(ii) Para $P_u/\phi_b P_y > 0.125$

$$h/t_w \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{A-1-2})$$

donde

E = módulo de elasticidad del acero = 2 040 000 Kg/cm² (200 000 MPa)

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado en compresión, Kg(MPa)

h = como se define en la Sección B4.2, cm (mm)

P_u = resistencia axial en compresión requerida, Kg (N)

P_y = resistencia de fluencia del miembro, ton (N)

t_w = espesor del alma, cm (mm)

ϕ_b = factor de resistencia para flexión = 0.9

(b) Para alas de secciones cajón rectangulares y tubulares de espesor uniforme solicitadas a flexión o compresión, *planchas de refuerzo* en las alas y *planchas de diafragma* entre líneas de *sujetadores* o soldaduras

$$b/t \leq 0.94 \sqrt{E/F_y} \quad (\text{A-1-3})$$

donde

b = como se define en la Sección B4.2, cm. (mm)

t = como se define en la Sección B4.2, cm (mm)

(c) Para tubos circulares en flexión

$$D/t \leq 0.045 E/F_y \quad (\text{A-1-4})$$

donde

D = diámetro exterior del miembro HSS redondo, cm. (mm)

1.5. ESTABILIDAD Y EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Las *vigas* continuas no solicitadas por cargas axiales y que no contribuyen a la *estabilidad* de las estructuras de marcos pueden ser diseñadas sobre la base de un *análisis inelástico de primer orden* o un análisis de mecanismo plástico.

Los marcos *arriostrados* y los marcos *de momento* pueden ser diseñados en base a un *análisis inelástico de primer orden* o un análisis de *mecanismo* plástico siempre que la *estabilidad* y los *efectos de segundo orden* no sean tomados en cuenta.

Las estructuras pueden ser diseñadas en base a un *análisis inelástico* de segundo orden. Para las *vigas-columna*, las conexiones y los miembros conectados, las *resistencias requeridas* deben ser determinadas de un análisis inelástico de segundo orden, donde el equilibrio es obtenido en la geometría deformada, tomando en cuenta el cambio de *rigidez* debido a fluencia.

1. Marcos Arriostrados

En marcos *arriostrados* diseñados en base a un *análisis inelástico*, las riostras deben ser diseñadas para permanecer elásticas bajo las *cargas de diseño*. La resistencia axial requerida para *columnas* y riostras de compresión no debe exceder $\phi_c (0.85F_y A_g)$,

donde
$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

2. Marcos de Momento

En marcos de momento diseñados en base a un análisis inelástico, la resistencia axial requerida de las columnas no debe exceder $\phi_c (0.75F_y A_g)$,

donde
$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

1.6. COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Adicionalmente a los límites fijados en las Secciones 1.5.1 y 1.5.2, la resistencia axial requerida de las *columnas* diseñadas en base a un *análisis inelástico* no debe exceder la resistencia de diseño, $\phi_c P_n$, determinada de acuerdo con las disposiciones de la Sección E3.

Se permite el diseño mediante *análisis inelástico* si la razón de esbeltez de la columna, L/r , no excede $4.71\sqrt{E/F_y}$,

donde

L = longitud no arriostrada lateral del miembro, cm (mm)

r = radio de giro, cm (mm)

Nota: No se espera que un miembro bien proporcionado alcance este límite.

1.7. VIGAS Y OTROS MIEMBROS EN FLEXIÓN

El momento resistente requerido, M_u , de vigas diseñadas en base a un *análisis inelástico* no debe exceder el *momento de diseño*, ϕM_n , donde

$$M_n = M_p = F_y Z < 1.6 F_y S \quad (\text{A-1-6})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Se permite el diseño mediante análisis inelástico para miembros compactos según se define en la Sección B4 y como se modifica en la Sección 1.4.

La *longitud no arriostrada lateral*, L_b , del ala en compresión adyacente a la ubicación de la *rótula plástica* no debe exceder L_{pd} , determinado como sigue:

(a) Para miembros doble T con simetría doble y simple con el ala en compresión mayor o igual que el ala en tracción cargados en el plano del alma:

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (\text{A-1-7})$$

donde

M_1 = menor momento en el extremo de la longitud no arriostrada de la viga, t-m (N-mm)

M_2 = mayor momento en el extremo de la longitud no arriostrada de la viga, t-m (N-mm)

r_y = radio de giro en torno al eje menor, cm (mm)

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

(b) Para barras rectangulares sólidas y vigas cajón simétricas:

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (\text{A-1-8})$$

No hay límite para L_b en miembros con sección transversal circular o cuadrada o para cualquier viga flectada en torno a su eje débil.

1.8. MIEMBROS BAJO FUERZAS COMBINADAS

Cuando se usa análisis inelástico en miembros simétricos sujetos a flexión y fuerza axial, se aplican las disposiciones de la Sección H1.

No se permite análisis inelástico para miembros sujetos a torsión y por torsión y por combinaciones de flexión, corte y/o fuerza axial.

1.9. CONEXIONES

Las conexiones adyacentes a las zonas de rotulación plástica de los miembros conectados deben ser diseñadas con suficiente resistencia y ductilidad para soportar las *fuerzas* y deformaciones impuestas por las *cargas requeridas*.

ANEXO 2

DISEÑO PARA EMPOZAMIENTO

Este anexo entrega métodos para determinar si un sistema de techo posee suficiente resistencia y rigidez como para resistir empozamiento.

El anexo se organiza como sigue:

- 2.1. Diseño Simplificado para Empozamiento
- 2.2. Diseño Mejorado para Empozamiento

2.1. DISEÑO SIMPLIFICADO PARA EMPOZAMIENTO

El sistema de techo debe ser considerado estable para *empozamiento* y no es necesaria mayor investigación si se cumplen las siguientes dos condiciones:

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25 \quad (\text{A-2-1})$$

$$I_d \geq 25(S^4)10^{-6} \quad (\text{A-2-2})$$

$$I_d \geq 3940 S^4 \text{ (S.I.)} \quad (\text{A-2-2M})$$

donde

$$C_p = \frac{32 L_s L_p^4}{10^7 I_p}$$

$$C_p = \frac{504 L_s L_p^4}{I_p} \text{ (S.I.)}$$

$$C_s = \frac{32 S L_s^4}{10^7 I_s}$$

$$C_s = \frac{504 S L_s^4}{I_s} \text{ (S.I.)}$$

- L_p = espaciamiento entre *columnas* en dirección de la viga (largo de los miembros primarios), m (mm)
- L_s = espaciamiento entre columnas perpendicular a la dirección de la viga (largo de los miembros secundarios), m (mm)
- S = espaciamiento de miembros secundarios, m (mm)
- I_p = momento de inercia de los miembros primarios, cm^4 (mm^4)
- I_s = momento de inercia de los miembros secundarios, cm^4 (mm^4)
- I_d = momento de inercia de la cubierta de acero apoyada en miembros secundarios, cm^4 por m (mm^4 por m)

Para enrejados y viguetas de acero, el momento de inercia I_s debe ser disminuido en 15 por ciento cuando se usa en la ecuación anterior. Una cubierta de acero debe ser considerada un miembro secundario cuando es soportada directamente por los miembros primarios.

2.2. DISEÑO MEJORADO PARA EMPOZAMIENTO

Se permite usar las disposiciones dadas más abajo cuando se necesite una determinación más exacta de la *rigidez* del marco que la dada en la Sección 2.1.

Para miembros primarios, el índice de tensiones debe ser

$$U_p = \left(\frac{0.8 F_y - f_0}{f_0} \right)_p \quad (\text{A-2-3})$$

Para miembros secundarios, el índice de esfuerzo debe ser

$$U_s = \left(\frac{0.8 F_y - f_0}{f_0} \right)_s \quad (\text{A-2-4})$$

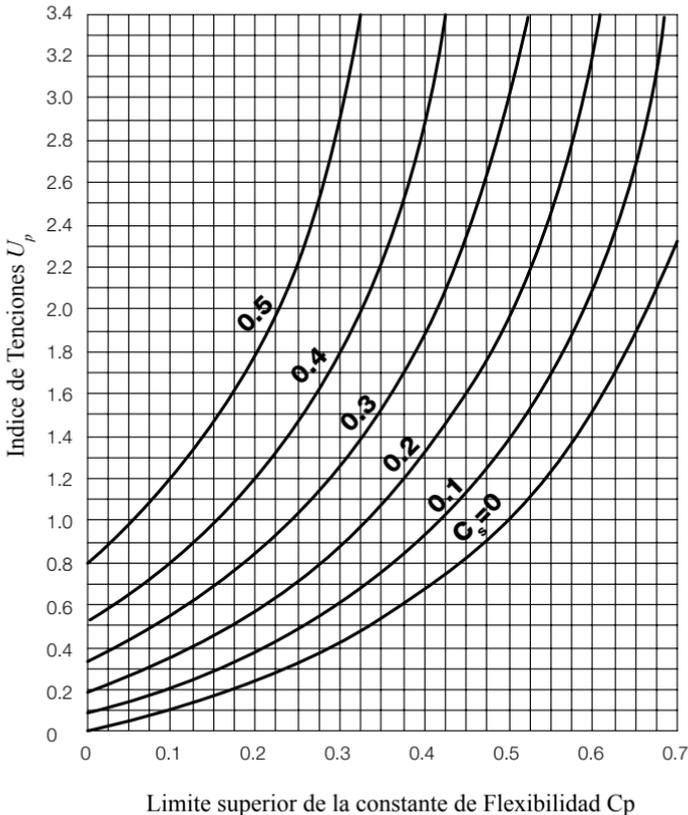


Fig. A-2-1. Coeficiente de flexibilidad límite para los sistemas primarios.

donde

f_o = esfuerzo debido a la combinación de carga ($D + R$)

D = carga muerta nominal

R = carga nominal debido a aguas lluvias o nieve, que contribuye exclusivamente al empozamiento, Kg/m^2 (Mpa)

Para los marcos de los techos consistentes en miembros primarios y secundarios, la rigidez combinada debe ser evaluada como sigue: ingresar a la Figura A-2-1 al nivel de la tensión calculada U_p determinada para la viga primaria; moverse horizontalmente hasta el valor calculado C_s de las vigas secundarias y luego hacia abajo hasta la escala de abscisas. La rigidez combinada del marco primario y secundario será suficiente para prevenir el empozamiento si la constante de flexibilidad leída de esta última escala es mayor al valor C_p calculado para el miembro primario dado; de lo contrario, es necesario un miembro primario o secundario más rígido, o una combinación de ambos.

Un procedimiento similar debe seguir usando la Figura A-2-2.

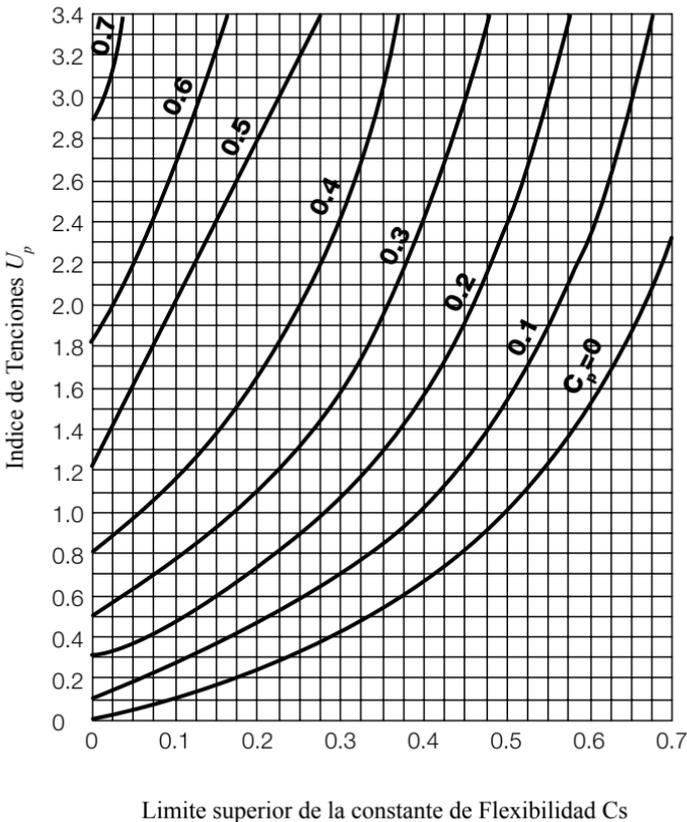


Fig. A-2-2. Coeficiente de flexibilidad limite para los sistemas secundarios.

Para los marcos de los techos consistentes en una serie de vigas apoyadas sobre muros igualmente espaciadas, la rigidez debe ser evaluada de la siguiente forma. Las vigas se consideran como miembros secundarios apoyados en un miembro primario infinitamente rígido. Para este caso, ingresar a la Figura A-2-2 con el índice de tensiones U_s calculado. El valor límite de C_s se determina por la intersección de una línea horizontal representando el valor de U_s y la curva para $C_p = 0$.

Nota: La deformación por empozamiento aportada por una cubierta de metal es usualmente una parte tan pequeña de la flecha total por *empozamiento* de un panel de techo que es suficiente con simplemente limitar su momento de inercia (por metro de ancho (milímetro) de ancho normal a su luz) a $3940l^4 \text{ mm}^4/\text{m}$.

Para marcos de techo consistentes en cubierta de metal entre vigas apoyadas en columnas, la rigidez debe ser evaluada de la siguiente forma. Emplear la Figura A-2-1 o A-2-2 utilizando como C_s la constante de flexibilidad para 1 m de la cubierta de techo ($S = 1.0$).

ANEXO 3

DISEÑO PARA FATIGA

Este anexo se aplica a miembros y conexiones solicitados por cargas de alto ciclaje dentro del rango de tensiones elásticas, de frecuencia y magnitud suficientes como para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva, que definen el estado límite de fatiga.

El anexo se organiza como sigue:

- 3.1. General
- 3.2. Cálculo de las Tensiones Máximas y los Rangos de Tensiones
- 3.3. Rango de Tensión de Diseño
- 3.4. Pernos y Partes Atornilladas
- 3.5. Requisitos Especiales de Fabricación y Montaje

3.1. GENERAL

Las disposiciones de este Anexo se aplican a las tensiones calculadas en base a *cargas de servicio*. La tensión máxima permitida debido a cargas no factoradas es $0.66F_y$.

El rango de tensión se define como la magnitud del cambio en tensión debido a la aplicación o remoción de la carga viva de servicio. En el caso de inversión de tensiones, el rango de tensión debe ser calculado como la suma numérica de las máximas tensiones repetidas de tracción y compresión o la suma numérica de las máximas tensiones cortantes de dirección opuesta en el punto de inicio probable del agrietamiento.

En el caso de soldaduras de tope de penetración completa, el *rango máximo de las tensiones de diseño* calculado según la Ecuación A-3-1 se aplica sólo a las soldaduras cuya solidez interna cumpla los requisitos de aceptación de la Sección 6.12.2 ó 6.13.2 de AWS D1.1.

No se requiere la evaluación de la resistencia a *fatiga* cuando el rango de tensiones de la carga viva es menor que la del umbral de fatiga del rango de tensiones, F_{TH} . Ver Tabla A-3.1

No se requiere evaluación de la resistencia a fatiga cuando el número de ciclos de aplicación de carga viva es menos que 20 000.

La resistencia a carga cíclica determinada por las disposiciones de este Anexo se aplica sólo a las estructuras con protección adecuada a la corrosión o sometidas a atmósferas levemente corrosivas, como las condiciones atmosféricas normales.

La resistencia a carga cíclica determinada por las disposiciones de este Anexo se aplica sólo a las estructuras expuestas a temperaturas que no superen los 150 °C (300 °F).

El *ingeniero estructural responsable* del proyecto debe entregar un detalle completo incluyendo el tamaño de las soldaduras o bien especificar la vida cíclica programada y el rango máximo de momentos, cortes y reacciones para las conexiones.

3.2. CÁLCULO DE LAS TENSIONES MÁXIMAS Y LOS RANGOS DE TENSIONES

Las tensiones deben calcularse basadas en un *análisis elástico*. Las tensiones no deben ser amplificadas por factores de *concentración de tensiones* debido a discontinuidades geométricas.

Para los pernos y las barras con hilo sujetas a tracción axial, las tensiones calculadas deben incluir los efectos de la *acción de palanca*, si los hay. En el caso de tensión axial combinada con flexión, las tensiones máximas, de cada tipo, deben ser aquellas determinados para las combinaciones simultáneas de la *carga* aplicada.

Para los miembros de sección transversal simétrica, los *sujetadores* y las soldaduras deben estar dispuestos simétricamente en torno al eje del miembro, o las tensiones totales, incluidas aquellas debido a la excentricidad, deben ser incluidas en el cálculo del *rango* de tensiones.

Para los ángulos cargados axialmente, en los cuales el centro de gravedad de la soldadura de la conexión está entre la línea del centro de gravedad de la sección transversal del ángulo y el centro del ala conectada, los efectos de excentricidad pueden ser ignorados. Cuando el centro de gravedad de las soldaduras de conexión está fuera de esta zona, las tensiones totales, incluidas aquellas debido a la *excentricidad en la unión*, deben ser incluidas en el cálculo de rango de *tensiones*.

3.3. RANGO DE TENSIONES DE DISEÑO

El rango de *tensiones para cargas de servicio* no debe exceder el rango de tensiones de diseño calculado de la siguiente forma.

- (a) Para categorías de tensión A, B, B', C, D, E y E' el rango de tensión de diseño, F_{SR} , debe ser determinado por la Ecuación A-3-1 o A-3.1M.

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{N} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad (\text{A-3-1})$$

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f \times 329}{N} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-1M})$$

donde

F_{SR} = rango de tensión de diseño, Kg/cm² (MPa)

C_f = constante de la Tabla A-3.1 para la categoría

N = número de fluctuaciones del rango de tensión en la vida de diseño

= número de fluctuaciones del rango de tensión por día \times 365 \times años de vida de diseño

F_{TH} = fatiga umbral del rango de tensiones, máximo rango de tensión para vida de diseño indefinida de Tabla A-3.1, Kg/cm² (MPa)

- (b) Para categoría de tensión F, el rango de tensión de diseño, F_{SR} , debe ser determinado por la Ecuación A-3-2 o A-3-2M.

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{N} \right)^{0.167} \geq F_{TH} \quad (\text{A-3-2})$$

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f \times 11 \times 10^4}{N} \right)^{0.167} \geq F_{TH} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-2M})$$

- (c) Para elementos placa cargados en tracción, conectados en sus extremos por secciones cruciformes, T, o detalles de esquina con soldadura de ranura de penetración completa (CJP), soldadura de ranura de penetración parcial (PJP), soldaduras de filete, o combinaciones de estas, transversales a la dirección de la tensión, el rango de tensión de diseño en la sección transversal del elemento placa al pie de la soldadura debe ser determinado como sigue:

- (i) Basado en inicio de la grieta desde el pie de la soldadura en el elemento placa cargado en tracción, el rango de tensión de diseño, F_{SR} , debe ser determinado por la Ecuación A-3-3 o A-3-3M, para categoría de tensión C lo que es igual a:

$$F_{SR} = \left(\frac{44 \times 10^8}{N} \right)^{0.333} \geq 10 \quad (\text{A-3-3})$$

$$F_{SR} = \left(\frac{14.4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0.333} \geq 68.9 \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-3M})$$

- (ii) Basado en inicio de la grieta desde la raíz de la soldadura, el rango de tensión de diseño, F_{SR} en el elemento placa cargado en tracción usando soldadura de ranura PJP transversal con o sin refuerzo, o soldaduras de filete en el contorno, el rango de tensión de diseño de la sección transversal al pie de la soldadura debe ser determinado por la Ecuación A-3-4 o A-3-4M, categoría de tensión C' como sigue:

$$F_{SR} = R_{PJP} \left(\frac{44 \times 10^8}{N} \right)^{0.333} \quad (\text{A-3-4})$$

$$F_{SR} = R_{PJP} \left(\frac{14.4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0.333} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-4M})$$

donde

R_{PJP} es el factor de reducción por soldadura PJP transversal reforzada o no reforzada determinado de la siguiente forma:

$$R_{PJP} = \left(\frac{0.65 - 0.59 \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 0.72 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{PJP} = \left(\frac{1.12 - 1.01 \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 1.24 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{S.I.})$$

Si $R_{PJP} = 1.0$, usar categoría de tensión C

$2a$ = el largo de la cara raíz no soldada en la dirección del espesor de la placa cargada en tracción, m (mm)

w = el tamaño del filete de refuerzo o contorno, si lo hay, en la dirección del espesor de la placa cargada en tracción, m (mm)

t_p = espesor de la placa cargada en tracción, m (mm)

(iii) Basado en inicio del agrietamiento desde las raíces de un par de soldaduras de filete transversales en lados opuestos de un elemento placa cargado en tracción, el rango de tensión de diseño, F_{SR} , en la sección transversal al pie de las soldaduras debe ser determinado por la Ecuación A-3-5 o A-3-5M, categoría de tensión C” como sigue:

$$F_{SR} = R_{FIL} \left(\frac{44 \times 10^8}{N} \right)^{0.333} \quad (\text{A-3-5})$$

$$F_{SR} = R_{FIL} \left(\frac{14.4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0.333} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-5M})$$

donde

R_{FIL} es el factor de reducción para uniones que usen sólo un par de soldaduras de filete.

$$R_{FIL} = \left(\frac{0.06 + 0.72 \left(w / t_p \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0$$

$$R_{FIL} = \left(\frac{0.10 + 1.24(w / t_p)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{S.I.})$$

Si $R_{FIL} = 1.0$, usar categoría de tensión C.

3.4. PERNOS Y PARTES ROSCADAS

El rango de *tensiones de diseño para cargas de servicio* no debe exceder el rango de tensiones calculado de la siguiente forma.

- Para *conexiones* fijadas mecánicamente cargadas en corte, el rango de tensión máximo en el material conectado bajo cargas de servicio no debe exceder el *rango de tensión de diseño* calculado usando la Ecuación A-3-1 donde C_f y F_{TH} son obtenidos de la Sección 2 de la Tabla A-3-1.
- Para pernos de alta resistencia, pernos comunes y pasadores de anclaje atornillados con tuercas cortadas, esmeriladas o plegadas, el rango de tensión de tracción máximo en el área neta de tracción debido a la carga axial y momento aplicados más la carga debido a la *acción de palanca* no debe exceder el rango de tensión de diseño calculado usando la Ecuación A-3-1 o A-3-1M. El factor C_f debe ser tomado como 3.9×10^8 (como para una categoría de tensión E'). El tensión umbral, F_{TH} , debe ser tomado como 492 Kg/cm^2 (48 MPa) (como para una categoría de tensión D). El área neta de tracción está dada por la Ecuación A-3-6 y A-3-6M.

$$A_t = \frac{\pi}{4} \left(d_b - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \quad (\text{A-3-6})$$

$$A_t = \frac{\pi}{4} (d_b - 0.9382P)^2 \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-6M})$$

donde

P = *paso*, pulg. por hilo (mm por hilo)

d_b = diámetro nominal (diámetro del cuerpo o vástago), pulg. (mm)

n = hilos por pulg. (hilos por mm)

Para *uniones* en las cuales el material dentro del *agarre* es sólo acero y los cuales son traccionados según los requisitos de la Tabla J3.1 o J3.1M, se permitirá un análisis de la *rigidez* relativa entre las partes conectadas y los pernos para determinar el rango de tensiones de *tracción* en los pernos pretensionados debido a la carga viva total de servicio y momento más los efectos de cualquier acción de palanca. Alternativamente, el rango de tensión en los pernos puede ser supuesto igual a la tensión en el área neta de tracción debida a un 20 por ciento del valor absoluto de la carga axial y el momento debido a la acción de la carga de servicio, cargas muertas, cargas vivas y otras.

3.5. REQUISITOS ESPECIALES DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

Se permite que las barras longitudinales de respaldo permanezcan en su sitio, y si se usan, deben ser continuas. En el caso de *uniones* largas, cuando es necesario empalmar, la barra, esta debe ser unida con uniones de tope de penetración completa y el refuerzo esmerilado antes del ensamblaje en la junta.

En juntas transversales solicitadas a tracción, las barras de respaldo, de ser usadas, deben ser removidas y la unión rebajada y soldada nuevamente.

En uniones transversales de esquina y T de penetración completa, una *soldadura de filete*, de tamaño no menor a 6mm debe ser agregada en las esquinas re-entrantes.

La rugosidad superficial de bordes cortados a llama, solicitados a rangos de *tensión* de tracción cíclicos significativos no debe exceder 25 μm , donde la referencia estándar es la ASME B46.1.

Las esquinas re-entrantes en cortes, *rebajes* y agujeros de accesos para soldadura deben tener un radio no menor a 10 mm por pretaladrado o preperforado y escariado de un agujero, o por corte a llama para formar el radio del corte. Cuando la porción de radio es formada por corte a llama, la superficie cortada debe ser esmerilada para lograr una superficie metálica brillante.

Para las uniones de tope transversales en regiones de tensión de tracción alta, deben usarse lengüetas para contribuir a escalonar la terminación de la soldadura fuera de la unión terminada. No se deben usar elementos de contención en los extremos. Las lengüetas deben ser removidas y la soldadura terminada alineada con el borde del miembro.

Los requisitos de los remates de las soldaduras de filete sujetas a *cargas de servicio* cíclicas se dan en la Sección J2.2b.

TABLA A-3.1
Parámetros de Diseño para Fatiga

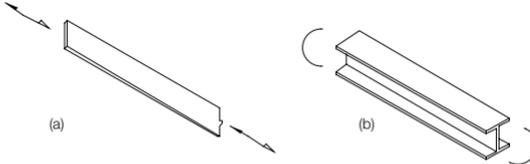
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH}	Punto de Potencial Inicio de Fractura
SECCIÓN 1 - MATERIAL PURO ALEJADO DE CUALQUIER SOLDADURA				
1.1 Metal base, excepto acero de alta resistencia no cubierto, con superficie laminada o limpia. Bordes cortados térmicamente con dureza superficial de 1000 μin . (25 μm) o menor, pero sin esquinas entrantes.	A	250×10^8	1686 (165)	Alejado de toda soldadura o conexión estructural.
1.2 Metal base de acero de alta resistencia no recubierto con superficie laminada o limpia. Bordes cortados térmicamente con dureza superficial de 1000 μin . (25 μm) o menor, pero sin esquinas entrantes.	B	120×10^8	1125 (110)	Alejado de toda soldadura o conexión estructural.
1.3 Miembros con agujeros taladrados o escariados. Miembros con esquinas entrantes en rebajes, cortes, obstrucciones o discontinuidades geométricas hechas de acuerdo a los requerimientos del Anexo 3.5, excepto agujeros de acceso para soldadura.	B	120×10^8	1125 (110)	En un borde externo o en el perímetro del agujero.
1.4 Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura hechos de acuerdo a los requerimientos de la Sección J1.6 y Anexo 3.5. Miembros con agujeros taladrados o escariados que contengan pernos para unir arriostamiento liviano donde hay una componente longitudinal pequeña de la fuerza en la riostra.	C	44×10^8	702 (69)	En la esquina entrante del agujero de acceso para soldadura o en cualquier agujero pequeño (puede contener perno para conexiones menores)
SECCIÓN 2 - MATERIAL CONECTADO EN UNIONES SUJETAS MECÁNICAMENTE				
2.1 Área bruta del metal base en juntas de traslape conectadas con pernos de alta resistencia en uniones que satisfacen todos los requerimientos para conexiones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	1125 (110)	A través del área bruta cercana al agujero.
2.2 Metal base en el área neta de uniones apemadas de alta resistencia diseñadas en base a resistencia de contacto, pero fabricadas e instaladas conforme a los requerimientos para conexiones de desplazamiento crítico.	B	120×10^8	1125 (110)	En área neta originándose en el lado del agujero.
2.3 Metal base en el área neta de otras uniones conectadas mecánicamente excepto barras y placas de pasador.	D	20×10^8	490 (48)	En área neta originándose en el lado del agujero.
2.4 Metal base en el área neta de cabezas de barras o placas de pasador.	E	11×10^8	316 (31)	En área neta originándose en el lado del agujero.

TABLA A-3.1 (cont.)
Parámetros de Diseño para Fatiga

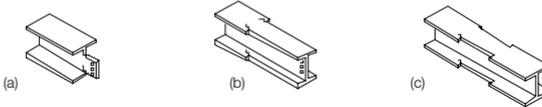
Ejemplos Típicos Ilustrativos

SECCIÓN 1 - MATERIAL PURO ALEJADO DE CUALQUIER SOLDADURA

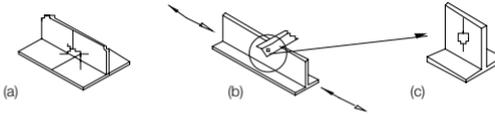
1.1 y 1.2



1.3

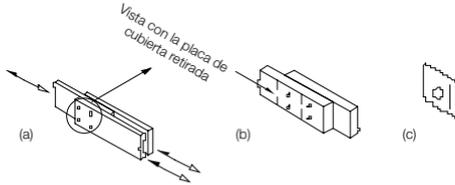


1.4

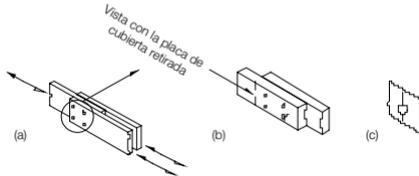


SECCIÓN 2 - MATERIAL CONECTADO EN UNIONES SUJETAS MECÁNICAMENTE

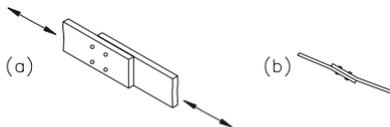
2.1



2.2



2.3



2.4

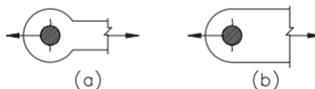


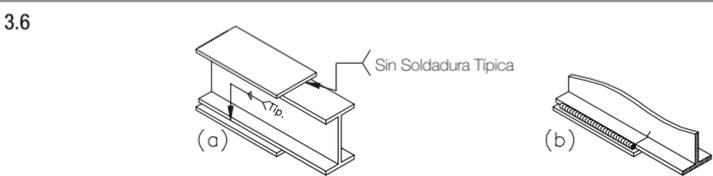
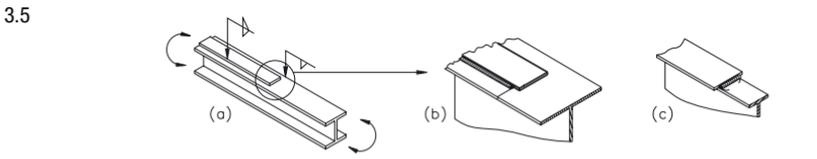
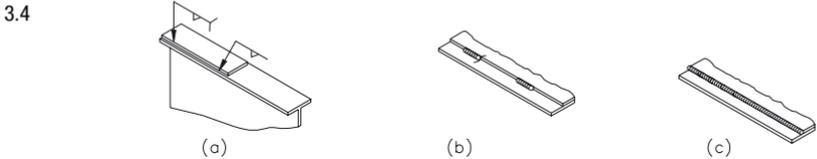
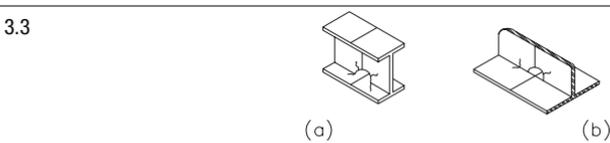
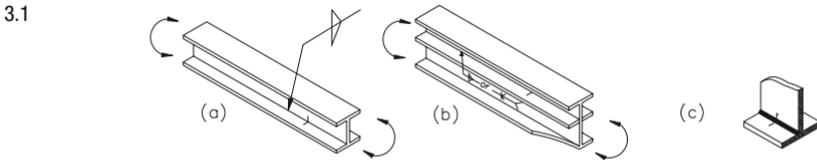
TABLA A-3.1 (cont.)
Parámetros de Diseño para Fatiga

Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH}	Punto de Potencial Inicio de Fractura
SECCIÓN 3 - UNIONES SOLDADAS QUE UNEN COMPONENTES DE PERFILES SOLDADOS				
3.1 Metal base y metal de soldadura en miembros sin piezas unidas de placas o perfiles conectados por soldaduras longitudinales de penetración completa, rebajadas y soldadas nuevamente desde el segundo costado, o por soldaduras de filete continuas.	B	120×10^8	1125 (110)	Desde la superficie o discontinuidades internas en la soldadura alejada del extremo de soldadura.
3.2 Metal base y metal de soldadura en miembros sin piezas unidas de placas o perfiles conectados por soldaduras longitudinales de penetración completa sin remoción de las barras de soporte, o por soldadura de filete de penetración parcial.	B'	61×10^8	843 (83)	Desde la superficie o discontinuidades internas en la soldadura, incluyendo soldadura que une barras de soporte.
3.3 Metal base y terminación de metal de soldadura de soldaduras longitudinales en agujeros de acceso para soldadura en miembros armados conectados.	D	22×10^8	492 (48)	Desde la terminación de la soldadura hacia dentro del alma o ala.
3.4 Metal base en extremos de segmentos longitudinales intermitentes de soldadura de filete.	E	11×10^8	316 (31)	En el material conectado los lugares de inicio y fin de cualquier depósito de soldadura.
3.5 Metal base en extremos de placas de cubierta con soldadura de longitud parcial más estrecha que el ala con extremos cuadrados o afilados, con o sin soldaduras cruzando los extremos de las placas de cubierta más anchas que el ala con soldaduras cruzando los extremos. Espesor del ala ≤ 0.8 cm (20 mm)	E	11×10^8	316 (31)	En el ala al pie de la soldadura de extremo o en el ala al término de soldadura longitudinal o en el borde del ala con placas de cubierta anchas.
Espesor del ala > 0.8 cm (20 mm)	E'	3.9×10^8	183 (18)	
3.6 Metal base en extremos de placas de cubierta con soldadura de longitud parcial más anchas que el ala sin soldaduras cruzando los extremos.	E	3.9×10^8	183 (18)	En el borde el ala en el extremo de la soldadura de placa de cubierta.
SECCIÓN 4 - CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURA LONGITUDINAL DE FILETE				
4.1 Metal base en empalme de miembros cargados axialmente con conexiones de extremo soldadas longitudinalmente. Las soldaduras deben ser en cada lado del eje del miembro para balancear las tensiones en la soldadura. $t \leq 20$ mm	E	11×10^8	316 (31)	Iniciándose desde el extremo de cualquier terminación de soldadura extendiéndose hacia el metal base.
$t > 20$ mm	E'	3.9×10^8	183 (18)	

TABLA A-3.1 (cont.) Parámetros de Diseño para Fatiga

Ejemplos Típicos Ilustrativos

SECCIÓN 3 - UNIONES SOLDADAS QUE UNEN COMPONENTES DE PERFILES SOLDADOS



SECCIÓN 4 - CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURA LONGITUDINAL DE FILETE

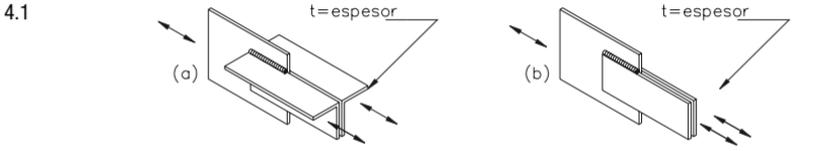


TABLA A-3.1 (cont.)
Parámetros de Diseño para Fatiga

Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH}	Punto de Potencial Inicio de Fractura
SECCIÓN 5 - UNIONES SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE TENSIONES				
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 esencialmente paralelas a la dirección de la tensión.	B	120 x 10 ⁸	1125 (110)	Desde discontinuidades internas en metal de relleno o a lo largo del límite de fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa con soldaduras esmeriladas esencialmente paralelas a la dirección de la tensión en transiciones en espesor o ancho hechas en una razón no mayor a 8 a 20%. $F_y < 620$ MPa $F_y \leq 620$ MPa	B B'	120 x 10 ⁸ 61 x 10 ⁸	1125 (110) 843 (83)	Desde discontinuidades internas en metal de relleno o a lo largo del límite de fusión o al inicio de la transición cuando $F_y \geq 90$ ksi (620 MPa)
5.3 Metal base con F_y mayor o igual a 90 ksi (200 MPa) y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa con soldaduras esmeriladas esencialmente paralelas a la dirección de la tensión en transiciones en ancho hechas en un radio no menor a 2 ft (600 mm) con el punto de tangencia en el extremo de la soldadura.	B	120 x 10 ⁸	1125 (110)	Desde discontinuidades internas en el metal de relleno o discontinuidades a lo largo del límite de fusión.
5.4 Metal base y metal de soldadura en o adyacente al pie de uniones T o esquina de penetración completa o empalmes, con o sin transiciones en espesor con razones no mayores a 8 a 20%, cuando el refuerzo de soldadura no es removido.	C	44 x 10 ⁸	702 (69)	Desde la discontinuidad superficial al pie de soldadura extendiéndose hacia el metal base o a lo largo del límite de fusión.
5.5 Metal base y metal de soldadura en conexiones transversales de extremos de elementos tipo placa cargados en tracción usando uniones de tope de penetración parcial T o de esquina, con filetes de refuerzo o contorno, F_{cSR} debe ser el menor entre el rango de tensión del agrietamiento de pie tope o el agrietamiento de raíz. - Grieta iniciándose desde pie de soldadura. - Grieta iniciándose desde raíz de soldadura.	C C'	44 x 10 ⁸ Eqn A - 3 - 4 ó A - 3 - 4 M	702 (69) No aplica	Iniciándose de discontinuidad geométrica al pie de soldadura extendiéndose hacia el metal base o iniciándose en la raíz de soldadura sujeta a tracción extendiéndose hacia arriba y luego hacia afuera a través de la soldadura.

TABLA A-3.1 (cont.) Parámetros de Diseño para Fatiga

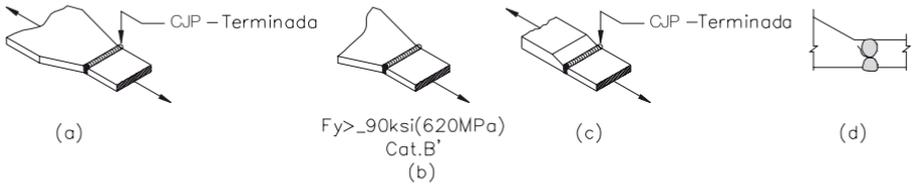
Ejemplos Típicos Ilustrativos

SECCIÓN 5 - UNIONES SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE TENSIONES

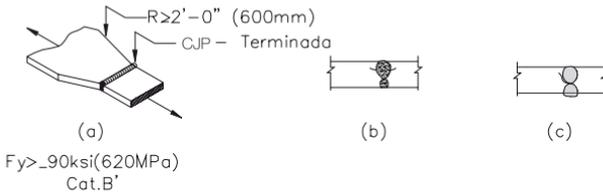
5.1



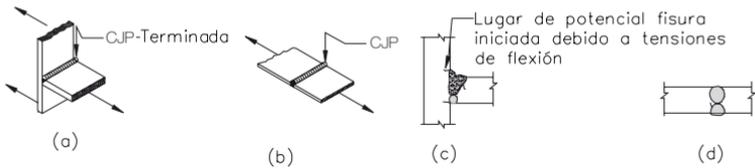
5.2



5.3.



5.4.



5.5.

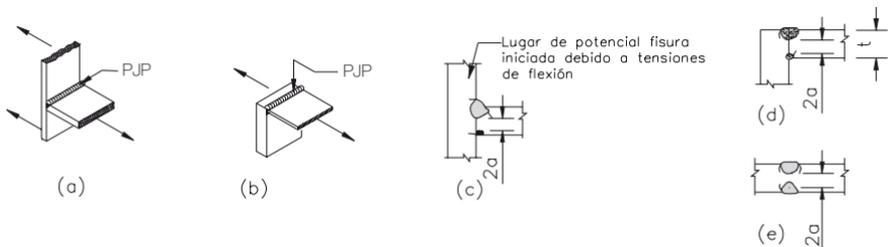


TABLA A-3.1 (cont.)
Parámetros de Diseño para Fatiga

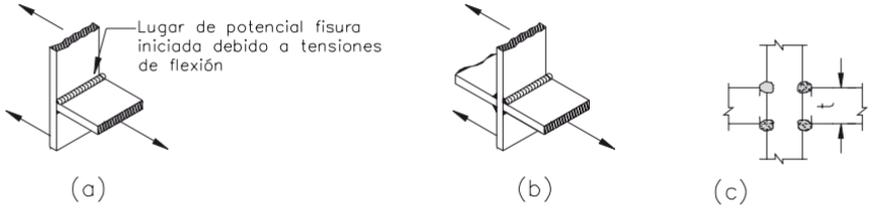
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH}	Punto de Potencial Inicio de Fractura
SECCIÓN 5 - UNIONES SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE TENSIONES				
5.6 Metal base y metal de relleno en conexiones transversales de extremo de elementos tipo placa cargados en tracción usando un par de soldaduras de filete en lados opuestos de la placa. F_{SY} debe ser el menor entre el rango de tensión del agrietamiento de pie tope o del agrietamiento de raíz. - Grieta iniciándose desde pie de soldadura. - Grieta iniciándose desde raíz de soldadura.	C C''	44×10^8 Eqn A - 3 - 5 ó A - 3 - 5 M	702 (69) No aplica	Iniciándose desde discontinuidad geométrica al pie de soldadura extendiéndose hacia el metal base o iniciándose en la raíz de soldadura sujeta a tracción extendiéndose hacia arriba y luego hacia afuera a través de la soldadura.
5.7 Metal base de elementos tipo placa cargados en tracción y en almas o alas de girders o vigas laminadas al pie de soldaduras transversales de filete adyacentes a atesadores transversales soldados.	C	44×10^8	702 (69)	De discontinuidades geométricas al pie del filete extendiéndose hacia el metal base.
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS DE MIEMBROS TRANSVERSALES				
6.1 Metal base en detalles conectados por soldaduras de penetración competa sujetos solo a carga longitudinal cuando el detalle abarca un radio de transición, R , con la terminación de soldadura esmerilada suave. $R \geq 24$ in. (600 mm) 24 in. $> R \geq 6$ in. (600 mm $> R \geq 150$ mm) 6 in. $> R \geq 2$ in. (150 mm $> R \geq 50$ mm) 2 in. (50 mm) $> R$	B C D E	120×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8	1125 (110) 702 (69) 492 (48) 316 (31)	Cercano al punto de tangencia del radio en el borde del miembro.

TABLA A-3.1 (cont.) Parámetros de Diseño para Fatiga

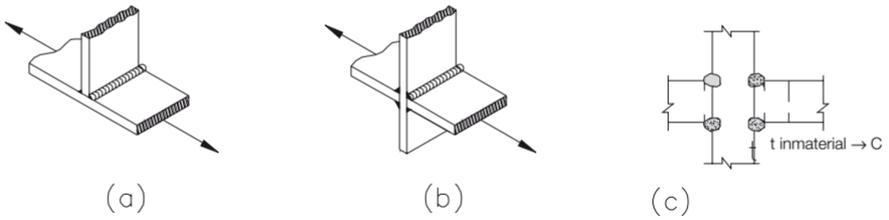
Ejemplos Típicos Ilustrativos

SECCIÓN 5 - UNIONES SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE TENSIONES

5.6



5.7



SECCIÓN 6 - METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS DE MIEMBROS TRANSVERSALES

6.1

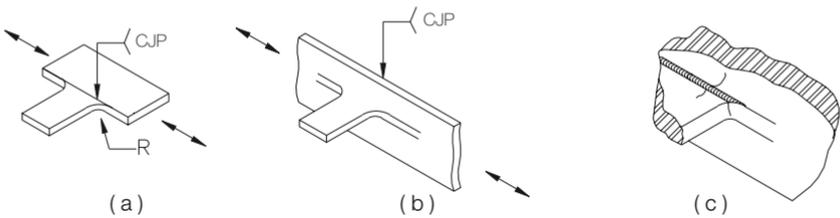


TABLA A-3.1 (cont.)
Parámetros de Diseño para Fatiga

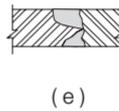
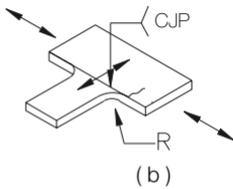
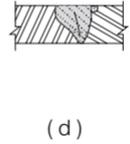
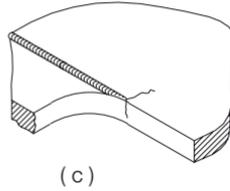
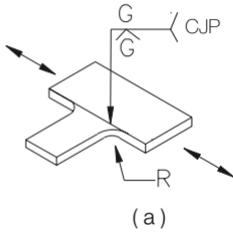
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH}	Punto de Potencial Inicio de Fractura
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS DE MIEMBROS TRANSVERSALES				
<p>6.2 Metal base en detalles de igual espesor conectados por soldaduras de penetración completa sujetos a carga transversal con o sin carga longitudinal cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerilada suave:</p> <p>- Cuando el refuerzo para soldadura es removido: $R \geq 24$ in. (600 mm)</p> <p>24 in. $> R \geq 6$ in. (600 mm $> R \geq 150$ mm.)</p> <p>6 in. $> R \geq 2$ in. (150mm. $> R \geq 50$ mm)</p> <p>2 in. (50 mm) $> R$</p> <p>- Cuando el refuerzo de soldadura no es removido: $R \geq 24$ in. (600 mm)</p> <p>24 in. $> R \geq 6$ in. (600 mm $> R \geq 150$ in.)</p> <p>6 in. $> R \geq 2$ in. (150 mm. $> R \geq 50$ mm.)</p> <p>2 in. (50mm) $> R$</p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>C</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>120×10^8</p> <p>44×10^8</p> <p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p> <p>44×10^8</p> <p>44×10^8</p> <p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p>	<p>1125 (110)</p> <p>702 (69)</p> <p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p> <p>702 (69)</p> <p>702 (69)</p> <p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p>	<p>Al pie de soldadura ya sea a lo largo del borde o miembro o pieza unida.</p> <p>Cerca de los puntos de tangencia del radio o en la soldadura o en el límite de fusión o miembro o pieza unida.</p>
<p>6.3 Metal base en detalles de distinto espesor conectados por soldaduras de penetración completa sujetos a carga transversal con o sin carga longitudinal cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerilada suave:</p> <p>- Cuando el refuerzo de soldadura es removido:</p> <p>$R > 2$ in. (50 mm)</p> <p>$R \leq 2$ in. (50 mm)</p> <p>- Cuando el refuerzo no es removido: Cualquier radio</p>	<p>D</p> <p>E</p> <p>E</p>	<p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p> <p>11×10^8</p>	<p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p> <p>316 (31)</p>	<p>Al pie de soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p> <p>En la terminación de soldadura en el radio pequeño.</p> <p>Al pie de soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p>

TABLA A-3.1 (cont.)
Parámetros de Diseño para Fatiga

Ejemplos Típicos Ilustrativos

SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS DE MIEMBROS TRANSVERSALES

6.2.



6.3.

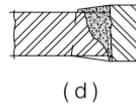
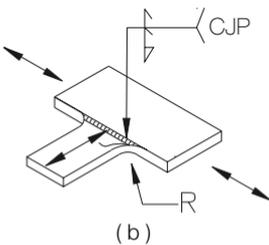
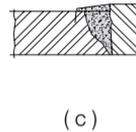
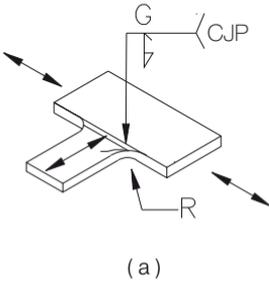


TABLA A-3.1 (cont.)
Parámetros de Diseño para Fatiga

Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH}	Punto de Potencial Inicio de Fractura
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS DE MIEMBROS TRANSVERSALES				
<p>6.4 Metal base sujeto a tensión longitudinal en miembros transversales, con o sin tensión transversal, conectados por soldaduras de filete o penetración parcial paralela a la dirección de la tensión cuando el detalle abarca un radio de transición R, con la terminación de soldadura esmerilada suave:</p> <p>$R > 2$ in. (50 mm)</p> <p>$R \leq 2$ in. (50 mm)</p>	<p>D</p> <p>E</p>	<p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p>	<p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p>	<p>En terminación de soldadura o desde el pie de la soldadura extendiéndose hacia el miembro.</p>
SECCIÓN 7 - METAL BASE EN ADJUNTOS CORTOS				
<p>7.1 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles conectados por soldaduras de filete paralelas o transversales a la dirección de la tensión donde el detalle no abarca un radio de transición y con la longitud del detalle en dirección de la tensión, a, y altura normal a la superficie del miembro, b:</p> <p>$a < 2$ in. (50 mm)</p> <p>2 in. (50 mm) $\leq a \leq 12 b$ o 4 in. (100 mm.)</p> <p>$a > 12 b$ o 4 in. (100 mm) cuando $b \leq 1$ in. (25 mm)</p> <p>$a > 12 b$ o 4 in. (100 mm) cuando $b > 1$ in. (25 mm)</p>	<p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>E</p>	<p>44×10^8</p> <p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p> <p>3.9×10^8</p>	<p>702 (69)</p> <p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p> <p>182 (18)</p>	<p>En el miembro en el extremo de la soldadura.</p>
<p>7.2 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles conectados por soldaduras de filete o de penetración parcial, con o sin carga transversal en el detalle, cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerilada suave:</p> <p>$R > 2$ in. (50 mm)</p> <p>$R \leq 2$ in. (50 mm)</p>	<p>D</p> <p>E</p>	<p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p>	<p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p>	<p>En la terminación de soldadura extendiéndose hacia el miembro.</p>

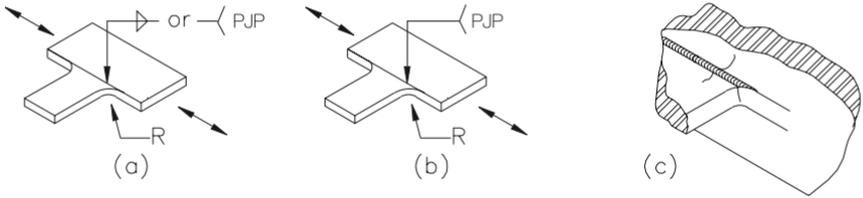
“Pieza unida” como es usado aquí, se define como cualquier detalle de acero soldado a un miembro el cual, por su sola presencia e independiente de su carga, produce una discontinuidad en el flujo de tensión en el miembro y por lo tanto reduce la resistencia a fatiga.

TABLA A-3.1 (cont.) Parámetros de Diseño para Fatiga

Ejemplos Típicos Ilustrativos

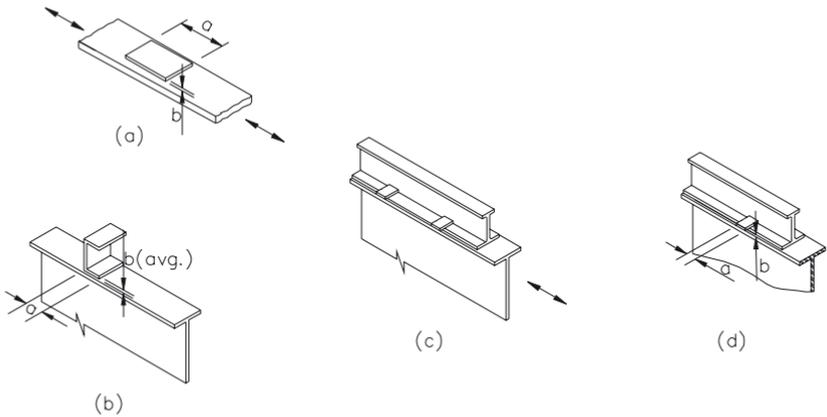
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES SOLDADAS DE MIEMBROS TRANSVERSALES

6.4



SECCIÓN 7 - METAL BASE EN ADJUNTOS CORTOS

7.1



7.2

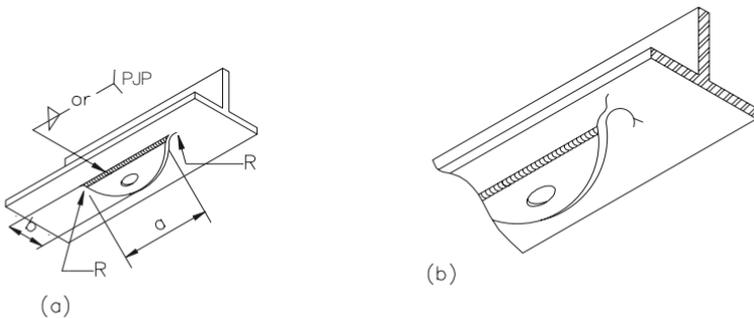


TABLA A-3.1 (cont.)
Parámetros de Diseño para Fatiga

Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH}	Punto de Potencial Inicio de Fractura
SECCIÓN 8 – MISCELÁNEOS				
8.1 Metal base en conectores de corte conectados por soldadura de filete o eléctrica.	C	44 x 10 ⁸	702 (69)	Al pie de la soldadura en el metal base.
8.2 Corte en garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes longitudinales o transversales.	F	150 x 10 ⁸ (Eqn. A - 3 - 2 ó A - 3 - 2 M)	562 (55)	En la garganta de la soldadura.
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura.	E	11 x 10 ⁸	316 (31)	En el extremo de la soldadura en el metal base.
8.4 Corte en soldaduras de tapón o ranura.	F	150 x 10 ⁸ (Eqn. A - 3 - 2 ó A - 3 - 2 M)	562 (55)	En la superficie de contacto.
8.5 Pernos de alta resistencia no completamente tensados, pernos comunes, barras de anclaje con hilo y ganchos con corte, hilos esmerilados o limpiados. Rango de tensión en el área de tensión de tracción debido a carga viva más acción de palanca cuando corresponda.	E'	3.9 x 10 ⁸	492 (48)	En la raíz de los hilos extendiéndose hacia el área de tensión de tracción.

TABLA A-3.1 (cont.)
Parámetros de Diseño para Fatiga

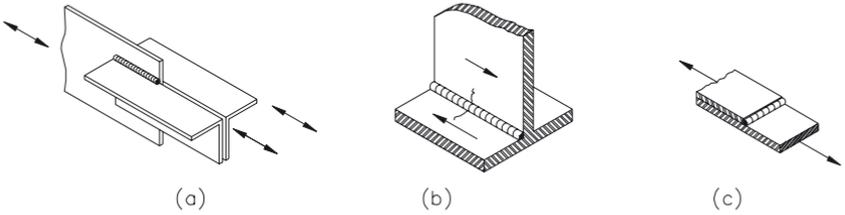
Ejemplos Típicos Ilustrativos

SECCIÓN 8 – MISCELÁNEOS

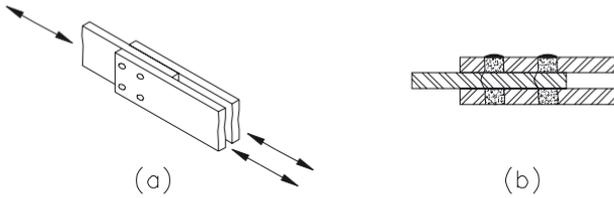
8.1



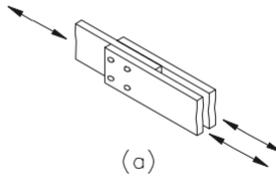
8.2



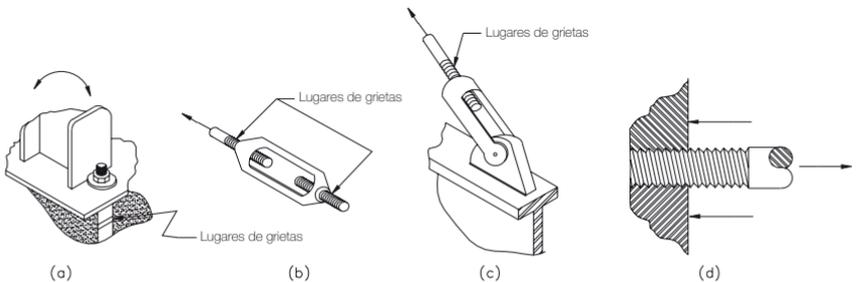
8.3



8.4



8.5



ANEXO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO

Este anexo entrega criterios para el diseño y evaluación de componentes, sistemas y marcos de *acero estructural* para condiciones de fuego. Estos criterios ayudan en la determinación del calor de entrada, expansión térmica y degradación de las propiedades mecánicas de materiales a elevadas temperaturas las que causan disminución progresiva de resistencia y *rigidez* de componentes y sistemas estructurales.

El anexo se organiza como sigue:

- 4.1. Disposiciones Generales
- 4.2. Diseño Estructural a partir del Análisis para la Condición de Fuego
- 4.3. Diseño por Ensayos de Calificación

4.1. DISPOSICIONES GENERALES

Los métodos contenidos en este anexo entregan evidencia regulatoria del cumplimiento de acuerdo con las aplicaciones de diseño señaladas en esta sección.

El anexo utiliza los siguientes términos adicionales a los términos en el Glosario.

Protección activa contra el fuego: Sistemas y materiales de la edificación que se activan por un incendio para mitigar efectos adversos o para avisar a la gente para que tome alguna medida que mitigue efectos adversos.

Compartimentación: El cerrado de un espacio de la edificación con miembros que tengan una resistencia al fuego específica.

Transferencia convectiva de calor: La transferencia de energía térmica desde un punto de mayor temperatura a un punto de temperatura menor por medio del movimiento de un medio que interviene.

Incendio de diseño: Un grupo de condiciones que definen el desarrollo de un incendio y el esparcimiento de productos de la combustión por toda una edificación o porción de ella.

Temperaturas elevadas: Condiciones de calentamiento experimentadas por miembros o estructuras de la edificación como resultado de un incendio, las cuales sobrepasan las condiciones ambientales esperadas.

Incendio: Quema destructiva, como la manifestada por cualquiera o todas las siguientes condiciones: fuego, llama, calor o humo.

Barrera contra el fuego: Miembro de construcción formado por materiales resistentes al fuego y ensayado de acuerdo con la ASTM Standard E119, u otro ensayo estándar aprobado de resistencia al fuego, que demuestre conformidad con la normativa de Edificación.

Capacidad al fuego: Una medida del tiempo transcurrido durante el cual un material o arreglo continúa presentando resistencia al fuego.

Resistencia al Fuego: La propiedad de las barreras que previenen o retardan el paso de calor excesivo, gases calientes o llamas bajo condiciones de uso y que permite que ellos continúen llevando a cabo una determinada función.

Índice de resistencia al Fuego: El periodo de tiempo que un miembro, componente o ensamblaje de una edificación mantiene la capacidad de contener un incendio, continúa llevando a cabo una determinada función estructural, o ambas, como se determina por ensayos o métodos basados en ensayos.

Ignición: La transición rápida a un estado que involucra la totalidad de la superficie en un incendio de materiales combustibles dentro de un espacio cerrado.

Flujo de calor: Energía radiante por unidad de área superficial.

Tasa de liberación de calor: La tasa a la cual se genera energía térmica es generada por un material ardiendo.

Protección pasiva contra el fuego: Materiales y sistemas de la edificación cuya habilidad para resistir los efectos del fuego no dependen de ningún tipo de condición de activación externa o mecanismo.

Diseño basado en desempeño: Un método de ingeniería de diseño estructural que se basa en metas y objetivos de desempeño acordados, análisis de ingeniería y evaluación cuantitativa de alternativas respecto de dichas metas y objetivos usando herramientas de ingeniería, metodologías y criterios de desempeño aceptados.

Diseño especificado: Un método de diseño que documente cumplimiento con criterios generales establecidos en un código de diseño.

Construcción restringida: Ensamblajes de piso y de techo y vigas individuales en edificaciones donde el entorno o la estructura soportante es capaz de resistir expansión térmica considerable durante todo el rango de temperaturas elevadas esperado.

Construcción no restringida: Ensamblajes de piso y de techo y vigas individuales en edificaciones que se suponen libres para rotar y expandirse durante todo el rango de temperaturas elevadas esperado.

4.1.1. Objetivo de Desempeño

Los componentes, miembros y sistemas de marcos estructurales deben ser diseñados de forma que mantengan su función resistente durante el incendio de diseño y para satisfacer otros requisitos de desempeño en servicio, especificados para la ocupación de la edificación.

En el sector de origen del fuego, las *fuerzas* y deformaciones calculadas para el incendio de diseño no deben causar alteración de la subdivisión horizontal o vertical de la estructura.

4.1.2. Diseño mediante Análisis de Ingeniería

Se permite utilizar los métodos de análisis de la Sección 4.2 para documentar el desempeño esperado de marcos de acero cuando son sometidos a escenarios de incendio de diseño. Los métodos de la Sección 4.2 entregan evidencia de conformidad con los objetivos de desempeño establecidos en la Sección 4.1.1.

Los métodos de análisis de la Sección 4.2 se pueden utilizar para demostrar una equivalencia de un material o método alternativos, tal como se permite en la normativa de edificación.

4.1.3. Diseño por Ensayos de Calificación

Se permite utilizar los métodos de calificación de la Sección 4.3 para documentar la resistencia al fuego de marcos de acero sometidos a los protocolos de ensayos de incendio estandarizados requeridos por las normativas de diseño.

4.1.4. Combinaciones de Carga y Resistencia Requerida

La *resistencia requerida* por una estructura y sus miembros debe ser determinada de la siguiente *combinación de carga gravitacional*:

$$[0.9 \text{ ó } 1.2] D + T + 0.5L + 0.2S \quad (\text{A-4-1})$$

donde

D = carga muerta nominal

L = carga viva ocupacional nominal

S = carga de nieve nominal

T = fuerzas y deformaciones nominales debido al incendio de diseño definido en la Sección 4.2.1

Una *carga lateral ficticia*, $N_i = 0.002Y_i$, como se define en el Anexo 7.2, donde N_i = carga ficticia lateral aplicada en el nivel i del marco y Y_i = carga gravitacional de la combinación A-4-1 actuando en el nivel i del marco, debe ser aplicada en combinación con las cargas estipuladas en la Ecuación A-4-1. A menos que la *autoridad que tenga jurisdicción* estipule otra forma, D , L y S serán las *cargas nominales* especificadas en ASCE 7.

4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR ANÁLISIS PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO

Se permite diseñar miembros, componentes y marcos estructurales de edificaciones para elevadas temperaturas de acuerdo con los requisitos de esta sección.

4.2.1. Incendio de Diseño

Se debe identificar un incendio de diseño para describir las condiciones de calentamiento de la estructura. Estas condiciones de calentamiento deben estar relacionadas con las instalaciones de combustibles y las características de sectorización presentes en el área

de incendio supuesta. La *densidad* de carga de combustible basada en la ocupación debe ser considerada al determinar la carga total de combustible. Las condiciones de calentamiento se deben especificar ya sea en términos de flujo de calor o temperatura de la capa superior de gas creada por el incendio. Para determinar la duración del incendio, es necesario precisar la variación de las condiciones de calor en el tiempo. Cuando se usen los métodos de análisis de la Sección 4.2 para demostrar una equivalencia como un material o método alternativos, según se permita en el código de edificaciones, el incendio de diseño debe ser determinado de acuerdo con el estándar ASTM E119.

4.2.1.1. Fuego Localizado

Cuando la tasa de liberación de calor del incendio sea insuficiente como para que haya ignición, se debe suponer una exposición a fuego localizado. En tales casos deben usarse la composición del combustible, disposición del arreglo de fuego y área de piso ocupada por el combustible, para determinar el flujo de calor radiante desde la columna de llama y humo a la estructura.

4.2.1.2. Incendio en Sector Post-Ignición

Cuando la tasa de liberación de calor es suficiente como para que haya ignición, debe suponerse un incendio en el sector post-ignición. La determinación del perfil de temperatura versus tiempo resultante debe incluir la *carga* de combustible, las características de ventilación del espacio (naturales y mecánicas), las dimensiones del sector y las características térmicas de los límites del sector.

4.2.1.3. Incendios Exteriores

La exposición de la estructura exterior a llamas que se proyecten por ventanas u otras aberturas de muro como resultado de un incendio en el sector post-ignición debe ser considerada junto con la radiación desde el fuego interior a través de la abertura. La forma y longitud de la llama proyectada deben ser usadas en conjunto con la distancia entre la llama y el acero exterior para determinar el flujo de calor al acero. Se debe usar el método identificado en la Sección 4.2 para describir las características del incendio del sector interior.

4.2.1.4. Duración del Incendio

La duración del incendio en un área específica se debe determinar considerando la masa total de combustible, en otras palabras, la *carga* de combustible disponible en el espacio. En el caso tanto de fuego localizado como de incendio en sector post-ignición, el tiempo de duración debe determinarse como la masa total de combustible dividida por la tasa de pérdida de masa, excepto cuando se determine por la Sección 4.2.1.2.

4.2.1.5. Sistemas de Protección Activa Contra el Fuego

Se deben considerar los efectos de los sistemas de protección activa contra el fuego al describir el incendio de diseño.

En los lugares que tengan instalados ventiladores automáticos para humo y calor en es-

pacios sin rociadores, la temperatura resultante del humo debe ser determinada mediante cálculo.

4.2.2. Temperaturas en Sistemas Estructurales bajo Condiciones de Incendio

Las temperaturas en miembros, componentes y marcos estructurales debido a las condiciones de calentamiento impuestas por el incendio de diseño se deben determinar por un análisis de transferencia de calor.

TABLA A-4.2.1			
Propiedades del Acero a Temperaturas Elevadas - Temperatura del Acero			
Temperatura del Acero ° C	$K_e = E_m / E$	$K_e = F_{ym} / F_y$	$K_e = F_{um} / F_y$
20	*	*	*
93	1.00	*	*
204	0.90	*	*
316	0.78	*	*
399	0.70	1.00	1.00
427	0.67	0.94	0.94
538	0.49	0.66	0.66
649	0.22	0.35	0.35
760	0.11	0.16	0.16
871	0.07	0.07	0.07
982	0.05	0.04	0.04
1093	0.02	0.02	0.02
1204	0.00	0.00	0.00
* Use propiedades ambientales			

4.2.3. Resistencias de los Materiales a Temperaturas Elevadas

Las propiedades de los materiales a temperaturas elevadas deben ser determinadas de datos experimentales. Si no se tienen dichos datos, se permite usar las propiedades de los materiales estipuladas en esta sección. Estas relaciones no se aplican a los aceros con una *resistencia de fluencia* mayor a 4570 Kg/cm² (448 MPa) u concretos con una resistencia especificada a compresión mayor a 560 Kg/cm² (55 MPa).

4.2.3.1. Elongación Térmica

Expansión térmica de aceros estructurales y de refuerzo: Para cálculos a temperaturas sobre los 65 °C (150 °F), el coeficiente de expansión térmica debe ser $1.4 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ($7.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$).

Expansión térmica de concreto de peso normal: Para cálculos a temperaturas sobre los 65

°C (150 °F), el coeficiente de expansión térmica debe ser $1.8 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ($1.0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{F}$).

Expansión térmica de hormigón liviano: Para los cálculos a temperaturas sobre los 65 °C (150 °F), el coeficiente de expansión térmica debe ser $7.9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ($4.4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$).

4.2.3.2 Propiedades Mecánicas a Temperaturas Elevadas

El deterioro en resistencia y rigidez de los miembros, componentes y sistemas estructurales debe ser tomado en cuenta en el *análisis estructural del marco*. Los valores F_{ym} , F_{am} , E_m , f'_{cm} , E_{cm} y ϵ_{cu} a temperaturas elevadas a ser usados en el *análisis estructural*, expresados como la razón respecto a la propiedad a temperatura ambiente, supuesta como 20 °C (68 °F), deben ser definidos como en las Tablas A-4.2.1 y A-4.2.2. Se permite interpolar entre estos valores.

TABLA A-4.2.2
Propiedades del Hormigón a Temperaturas Elevadas-Temperatura del Concreto

Temperatura del Concreto ° C	$K_C = f'_{cm} / f'_c$		E_{cm} / E_c	ϵ_{cu} (%)
	NWC	LWC		LWC
20	1.00	1.00	1.00	0.25
93	0.95	1.0	0.93	0.34
204	0.90	1.00	0.75	0.46
316	0.86	1.00	0.61	0.58
399	0.83	0.98	0.57	0.62
427	0.71	0.85	0.38	0.80
538	0.54	0.71	0.20	1.06
649	0.38	0.58	0.092	1.32
760	0.21	0.45	0.073	1.43
871	0.10	0.31	0.055	1.49
982	0.05	0.18	0.036	1.50
1093	0.01	0.05	0.018	1.50
1204	0.00	0.00	0.00	-

Para concreto liviano (LWC), los valores de ϵ_{cu} , deben ser obtenidos de ensayos.

4.2.4. Requisitos de Diseño Estructural

4.2.4.1. Integridad Estructural General

El marco estructural debe ser capaz de dar resistencia y capacidad de deformación adecuadas para soportar, como sistema, las acciones estructurales desarrolladas durante el incendio dentro de los límites de deformación recomendados. El *sistema estructural* debe ser diseñado para sustentar el daño local mientras el sistema estructural actuando como un todo permanece estable.

Se deben disponer trayectorias de *carga* continuas para transferir todas las *fuerzas* desde la región expuesta al punto final de resistencia. La fundación debe ser diseñada para resistir las fuerzas y para acomodar las deformaciones desarrolladas durante el incendio de diseño.

4.2.4.2. Requisitos de Resistencia y Límites de Deformación

Se debe demostrar la conformidad del sistema estructural a estos requisitos mediante un modelo matemático de la estructura basado en principios de mecánica estructural y evaluando este modelo para las fuerzas internas y deformaciones en los miembros de la estructura, desarrolladas por efecto de la temperatura del incendio de diseño.

Los miembros individuales deben tener la resistencia adecuada para soportar los cortes, fuerzas axiales y momentos determinados de acuerdo a estas disposiciones.

Las *conexiones* deben desarrollar la resistencia de los miembros conectados o las fuerzas indicadas anteriormente. Donde las formas de dar resistencia al fuego requieran considerar criterios de deformación, la deformación del sistema estructural, o los miembros de éste, bajo el incendio de diseño no deben exceder los límites preestablecidos.

4.2.4.3. Métodos de Análisis

4.2.4.3a. Métodos Avanzados de Análisis

Se permiten los métodos de análisis de esta sección para el diseño de todas las estructuras de edificaciones de acero para condiciones de incendio. La exposición al incendio de diseño se debe determinar en la Sección 4.2.1. El análisis debe incluir la respuesta, tanto térmica como mecánica, al incendio de diseño.

La *respuesta térmica* debe producir un campo de temperatura en cada miembro estructural como resultado del incendio de diseño y debe incorporar propiedades térmicas dependientes de la temperatura de los miembros estructurales y materiales resistentes al fuego como en la Sección 4.2.2.

La *respuesta mecánica* se traduce en fuerzas y deformaciones en el sistema estructural sujeto a la respuesta térmica calculada del incendio de diseño. La respuesta mecánica debe tomar en cuenta explícitamente el deterioro de resistencia y *rigidez* con el aumento de temperatura, los efectos de expansión térmica y grandes deformaciones. Las condiciones de borde y fijación de las conexiones deben representar el diseño estructural

propuesto. Las propiedades de los materiales se deben definir según la Sección 4.2.3.

El análisis resultante debe considerar todos los *estados límite* relevantes, tales como deformaciones excesivas, fractura de conexiones, y *pandeo* global y local.

4.2.4.3b. Métodos Simples de Análisis

Los métodos de análisis de esta sección son aplicables para la evaluación del desempeño de miembros individuales a temperaturas elevadas durante la exposición a incendio.

Las condiciones de apoyo y restricciones (fuerzas, momentos y condiciones de borde) aplicables a temperaturas normales se puede suponer que permanecen constantes durante la exposición al incendio.

(1) Miembros en tracción

Se permite modelar la respuesta térmica de un miembro en tracción utilizando una ecuación unidimensional de transferencia de calor con la entrada de calor que imponga el incendio de diseño definido en la Sección 4.2.1.

La *resistencia de diseño* de un miembro en tracción debe ser determinada utilizando las disposiciones del Capítulo D, con las propiedades del acero como se estipula en la Sección 4.2.3 y suponiendo una temperatura uniforme sobre la sección transversal a la temperatura igual a la temperatura máxima del acero.

(2) Miembros en compresión

Se permite modelar la respuesta térmica de un miembro en compresión utilizando una ecuación unidimensional de transferencia de calor con la entrada de calor que imponga el incendio de diseño definido en la Sección 4.2.1.

La resistencia de diseño de un miembro en compresión debe ser determinada utilizando las disposiciones del Capítulo E, con las propiedades del acero como se estipula en la Sección 4.2.3.

(3) Miembros en flexión

Se permite modelar la respuesta térmica de un miembro en flexión utilizando una ecuación unidimensional de transferencia de calor para calcular la temperatura en el ala inferior y suponer que esta temperatura en la parte inferior es constante en la profundidad del miembro.

La resistencia de diseño de un miembro en flexión debe ser determinada utilizando las disposiciones del Capítulo F, con las propiedades del acero como se estipula en la Sección 4.2.3.

(4) Miembros de piso compuestos

Se permite modelar la respuesta térmica de miembros en flexión que soporten una losa de concreto utilizando una ecuación unidimensional de transferencia de calor para cal-

cular la temperatura en el ala inferior. Esta temperatura se debe tomar como constante entre el ala inferior y la mitad de la profundidad del alma y debe decrecer linealmente en no más de un 25% desde la mitad del alma al ala superior de la *viga*.

La resistencia de diseño de un miembro *compuesto* en flexión debe ser determinada utilizando las disposiciones del Capítulo I, un *esfuerzo de fluencia* reducido en el acero consistente con la variación de temperatura descrita bajo respuesta térmica.

4.2.4.4. Resistencia de Diseño

La resistencia de diseño debe ser determinada como en la Sección B3.3. La *resistencia nominal*, R_n , debe ser calculada usando propiedades de los materiales, como se estipula en la Sección 4.2.3, a la temperatura desarrollada por el incendio de diseño.

4.3. DISEÑO POR ENSAYOS DE CALIFICACIÓN

4.3.1. Estándares de Calificación

Los miembros y componentes estructurales en edificaciones de acero deben ser calificados para el periodo de evaluación en conformidad con ASCE E119. Se permitirá demostrar cumplimiento de estos requisitos utilizando procedimientos para construcción en acero especificados en la Sección 5 de ASCE/SFPE 29.

4.3.2. Construcción Restringida

Para arreglos de techo y piso, y vigas individuales en edificaciones, existe una condición restringida cuando la estructura circundante o soportante es capaz de resistir las acciones causadas por la expansión térmica en todo el rango de temperaturas elevadas esperadas.

Las vigas y los marcos de acero que soporten losas de concreto que estén soldadas o apernadas a miembros integrales del marco (en otras palabras, *columnas*, vigas) deben ser consideradas construcción restringida.

4.3.3. Construcción No Restringida

Las vigas y los marcos de acero que no soporten una losa de concreto deben ser consideradas no restringidas a menos que los miembros estén apernados o soldados a construcción circundante cuando esta ha sido especialmente diseñada y detallada para resistir las acciones causadas por expansión térmica.

Un miembro de acero apoyado en un muro en un solo tramo o en el tramo final de múltiples vanos debe ser considerado no restringido a menos que el muro haya sido diseñado y detallado para resistir los efectos de la expansión térmica.

ANEXO 5

EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Este anexo se aplica a la evaluación de la resistencia y la rigidez bajo *cargas* estáticas verticales (gravedad) de estructuras existentes por *análisis estructural*, por ensayos de *carga*, o por una combinación de *análisis estructural* y ensayos de carga cuando los especifique el ingeniero estructural responsable de la obra. Para dicha evaluación, los grados del acero no se limitan a aquellos que se enumeran en la Sección A3.1. Este anexo no trata ensayos de *carga* para los efectos de *cargas* sísmicas o *cargas* en movimiento (vibraciones).

El anexo se organiza como sigue:

- 5.1. Disposiciones Generales
- 5.2. Propiedades de los Materiales
- 5.3. Evaluación por Análisis Estructural
- 5.4. Evaluación por Ensayos de Carga
- 5.5. Informe de Evaluación

5.1. DISPOSICIONES GENERALES

Estas disposiciones deben ser aplicables cuando se especifica la evaluación de un edificio de acero existente para (a) verificación de un grupo específico de cargas de diseño o (b) determinación de la *resistencia disponible* de un miembro o sistema resistente a *carga*. La evaluación debe desarrollarse mediante *análisis estructural* (Sección 5.3), ensayos de carga (Sección 5.4) o una combinación de *análisis estructural* y ensayos de *carga*, según se especifique en los documentos de contrato. En aquellos casos en que se utilicen ensayos de carga, el *ingeniero estructural responsable de la obra* debe analizar primero la estructura, preparar el plan de ensayos y desarrollar un procedimiento escrito para prevenir deformación permanente excesiva o el colapso catastrófico durante el ensayo.

5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1. Determinación de los Ensayos Requeridos

El *ingeniero estructural responsable de la obra* debe determinar los ensayos específicos que se requieren, de acuerdo de las Secciones 5.2.2 a la 5.2.6 y especificar los lugares donde son requeridos. Se permite el uso de registros de proyecto aplicables, si estos están disponibles, para reducir o eliminar la necesidad de ensayar.

2. Propiedades de Tensión

Las propiedades de tensión de los miembros deben considerarse tanto en la evaluación por *análisis estructural* (Sección 5.3) como por ensayos de *carga* (Sección 5.4). Tales propiedades deben incluir la tensión *de fluencia*, *resistencia a la tracción* y la *elongación porcentual*. Se pueden usar para este propósito, cuando estén disponibles, informes de ensayos de la acería o informes certificados de ensayos hechos por el fabricante o un

laboratorio de ensayos de acuerdo con ASTM A6/A6M o A568/A568M, según corresponda. De lo contrario deben hacerse ensayos a tracción de acuerdo con ASTM A370 de muestras cortadas de componentes de la estructura.

3. Composición Química

Cuando es necesario usar soldadura para reparar o modificar estructuras existentes, debe determinarse la estructura química del acero para usarse en la preparación de una especificación de procedimiento de soldadura (WPS). Pueden ser usados para este propósito, si se encuentran disponibles, informes de ensayos de aceria o informes certificados de ensayos hechos por el fabricante o un laboratorio de ensayos de acuerdo con los procedimientos ASTM. De lo contrario, deben desarrollarse análisis de acuerdo con ASTM A751 de las muestras usadas para determinar las propiedades de tensión, o de muestras tomadas de los mismos lugares.

4. Tenacidad del Metal Base

Cuando los empalmes de tracción soldados en secciones pesadas y placas como se define en la Sección A3.1d son críticos para el desempeño de la estructura, debe determinarse la *tenacidad mediante un ensaye ó de corte tallada en V de Charpy* de acuerdo a las disposiciones de la Sección A2.1d. Si la tenacidad así determinada no cumple las disposiciones de la Sección A3.1d, el *ingeniero estructural responsable de la obra* debe determinar si son necesarias acciones correctivas.

5. Metal de Soldadura

Cuando el desempeño estructural depende de las *conexiones* soldadas existentes, deben obtenerse muestras representativas del *metal de soldadura*. Deberá hacerse un análisis químico y ensayos mecánicos para caracterizar el metal de soldadura y determinar la magnitud y consecuencias de las imperfecciones. Si no se cumplen los requisitos de AWS D1.1, el *ingeniero estructural responsable de la obra* debe determinar si son necesarias acciones correctivas.

6. Pernos y Remaches

Deben inspeccionarse muestras representativas de pernos para determinar marcas y clasificaciones. Cuando los pernos no pueden ser identificados visualmente de manera adecuada, muestras representativas deben ser retiradas y ensayadas para determinar la *resistencia a la tensión* de acuerdo a ASTM F606 o ASTM F606M y de acuerdo con eso clasificar el perno. De forma alternativa, se permite la suposición de que los pernos son ASTM A307. Los remaches deben suponerse ASTM A502, Grado 1, a menos que un mayor grado esté establecido por medio de documentación y ensayos.

5.3. EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1. Datos Geométricos

Todas las dimensiones usadas en la evaluación, tales como luces, alturas de columnas,

espaciamiento entre miembros, ubicación de los arriostramientos, dimensiones de las secciones transversales, espesores y detalles de *conexión*, deben ser determinadas de una inspección en terreno. Alternativamente, cuando se encuentren disponibles, se permite determinar tales dimensiones de los planos de diseño de proyecto o de taller con verificación en terreno de los valores críticos.

2. Evaluación de Resistencia

Las *solicitaciones (efectos de las cargas)* en miembros y conexiones deben determinarse mediante un *análisis estructural* válido para el tipo de estructura evaluado, Los efectos de las cargas deben determinarse de las *cargas y combinaciones de cargas factoradas* estipuladas en la Sección B2.

La *resistencia disponible* en miembros y conexiones debe determinarse de las disposiciones aplicables de los Capítulos B a K de esta Especificación.

3. Evaluación de Servicio

Cuando se requiera, se deben calcular e informar las deformaciones bajo las *cargas de servicio*.

5.4. EVALUACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CARGA

1. Determinación de la intensidad de las Cargas mediante Ensayos

Para determinar la intensidad de la *carga* de una estructura de piso o techo existente mediante ensayos, debe realizarse un ensayo de carga incremental, de acuerdo con la planificación del *ingeniero estructural responsable de la obra*. La estructura debe inspeccionarse visualmente en busca de señales de peligro o falla inminente para cada nivel de carga. Deben tomarse las medidas adecuadas en estas o cualquier condición inusual que se detecte.

La resistencia ensayada de la estructura se debe tomar como la máxima carga de ensayo aplicada más la carga muerta in-situ. La intensidad de carga viva de una estructura de piso se debe determinar al igualar la resistencia ensayada a $1.2D + 1.6L$, donde D es la carga muerta nominal y L es la intensidad nominal de carga viva para la estructura. La intensidad nominal de carga viva para la estructura no debe exceder aquella que puede ser calculada usando las disposiciones correspondientes de la especificación. Para estructuras de techo, L , S o R como se definen en los Símbolos, deben sustituirse por L . Pueden usarse *combinaciones* de cargas más severas cuando así lo requiera el *código de edificación correspondiente*.

Una vez alcanzada la intensidad de *carga de servicio* y luego identificar el inicio del comportamiento estructural inelástico para documentar la cantidad y magnitud de las deformaciones inelásticas, debe considerarse una descarga periódica. Las deformaciones de la estructura, tales como las que ocurren en miembros, deben monitorearse en los puntos críticos durante el ensayo, y referirse a la posición inicial antes de carga. Se debe demostrar, manteniendo la carga de ensayo por una hora, que la deformación no

aumenta más de un 10 % de la inicial. Se permite, si es necesario, repetir la secuencia para demostrar cumplimiento.

Las deformaciones de la estructura deben también ser registradas 24 horas después de la remoción de la carga de ensayo para determinar la deformación remanente. Dado que la cantidad aceptable de deformación remanente depende de la estructura en cuestión, no se especifica un límite para la deformación remanente bajo carga máxima. Donde no sea posible ensayar la estructura completa, debe seleccionarse un segmento o zona, representativo de las condiciones más críticas, no menor a un módulo completo.

2. Evaluación de la Serviciabilidad

Cuando se recomienden ensayos de carga, la estructura debe cargarse incrementalmente hasta la intensidad de carga de servicio. Las deformaciones deben monitorearse por un lapso de una hora. Luego se debe descargar la estructura y registrar la deformación.

5.5 INFORME DE EVALUACIÓN

Una vez completada la evaluación de una estructura existente, el *ingeniero estructural responsable de la obra* debe preparar un informe documentando la evaluación. El informe debe indicar si la evaluación fue desarrollada mediante *análisis estructural*, ensayo de *carga* o una combinación de análisis estructural y ensayo de carga. Además, cuando se llevan a cabo ensayos, el informe debe incluir la carga y las combinaciones de cargas usadas y las relaciones carga-deformación y tiempo-deformación observadas. Toda información relevante obtenida de planos de diseño, informes de ensayos de aceria y ensayo auxiliar de materiales debe informarse. Finalmente, el informe debe indicar si la estructura, incluyendo todos los miembros y *conexiones*, es adecuada para soportar los *efectos de las cargas*.

ANEXO 6

ARRIOSTRAMIENTOS PARA LA ESTABILIDAD DE COLUMNAS Y VIGAS

Este anexo entrega la resistencia y *rigidez* mínimas que deben tener los arriostramientos para darle *rigidez* al miembro, sobre la base de la *longitud no arriostrada* entre arriostramientos con un *factor de longitud efectiva*, K , igual a 1.0.

El anexo se organiza como sigue:

- 6.1. Disposiciones Generales
- 6.2. Columnas
- 6.3. Vigas

Nota: Las disposiciones de este anexo se aplican a arriostramientos que buscan estabilizar miembros individuales. Los requisitos para la estabilidad de sistemas de marcos arriostrados se entregan en el Capítulo C.

6.1. DISPOSICIONES GENERALES

El arriostramiento se supone perpendicular a los miembros a arriostrar; para arriostramiento inclinado o *diagonal*, la resistencia de los arriostramientos (*fuerza* o momento) y *rigidez* (fuerza por unidad de desplazamiento o momento por unidad de rotación) deben ser ajustadas para el ángulo de inclinación. La evaluación de la rigidez suministrada por un arriostramiento debe incluir las propiedades del miembro y su geometría, como también los efectos de las *conexiones* y los detalles del anclaje.

Se consideran dos tipos generales de arriostramiento, relativo y nodal. Un arriostramiento *relativo* controla el movimiento del punto arriostrado con respecto a puntos arriostrados adyacentes. Un arriostramiento *nodal* controla el movimiento en el punto arriostrado sin interacción directa con los puntos arriostrados adyacentes. La *resistencia disponible* y la rigidez del arriostramiento deben igualar o exceder los límites requeridos, a menos que el análisis indique que se justifican valores menores.

En vez de los requisitos de este anexo, se permite hacer un *análisis de segundo orden* que incluya la desalineación inicial del miembro para obtener la resistencia y rigidez de los arriostramientos.

6.2. COLUMNAS

Se permite arriostrar una *columna* individual en los puntos extremos e intermedios a lo largo de su longitud tanto por sistemas de arriostramiento relativo y nodal. Se supone que los arriostramientos *nodales* están igualmente espaciados a lo largo de la columna.

1. Arriostramiento Relativo

La resistencia requerida del arriostramiento es

$$P_{br} = 0.004P_r \quad (\text{A-6-1})$$

La rigidez requerida del arriostramiento es

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2P_r}{L_b} \right) \quad (\text{LRFD}) \quad \beta_{br} = \Omega \left(\frac{2P_r}{L_b} \right) \quad (\text{ASD}) \quad (\text{A-6-2})$$

donde

$$\phi = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

L_b = distancia entre arriostramientos, cm (mm)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

P_r = resistencia axial de compresión requerida usando las combinaciones de cargas LRFD, Kg (N)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

P_r = resistencia axial de compresión requerida usando combinaciones de carga ASD, Kg (N)

2. Arriostramiento Nodal

La resistencia requerida de los arriostramientos es

$$P_{br} = 0.01P_r \quad (\text{A-6-3})$$

La rigidez requerida de los arriostramientos es

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{8P_r}{L_b} \right) \quad (\text{LRFD}) \quad \beta_{br} = \Omega \left(\frac{8P_r}{L_b} \right) \quad (\text{ASD}) \quad (\text{A-6-4})$$

donde

$$\phi = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

P_r = resistencia axial de compresión requerida usando combinaciones de carga LRFD, Kg (N)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

P_r = resistencia axial de compresión requerida usando combinaciones de carga ASD, Kg (N)

Cuando L_b es menor que L_q , donde L_q es la máxima longitud no arriostrada para la fuerza de columna requerida con K igual a 1.0, entonces se permite que L_b en la Ecuación A-6-4 sea tomado igual a L_q .

6.3. VIGAS

En los puntos de soporte para vigas y enrejados, debe proveerse restricción a la rotación en torno a su eje longitudinal. El arriostramiento de viga debe prevenir el desplazamiento relativo entre las alas superior e inferior, en otras palabras, el giro de la sección. Debe suministrarse *estabilidad lateral* mediante *arriostramiento lateral*, *arriostramiento torsional* o una combinación de ambos. En miembros solicitados por *flexión en doble curvatura*, el punto de inflexión no debe considerarse un punto de arriostramiento.

1. Arriostramiento Lateral

El arriostramiento debe conectarse cerca del ala en compresión, excepto para miembros en voladizo, donde un arriostramiento en el extremo debe conectarse cerca del ala superior (tracción). En el caso de vigas solicitadas por flexión en doble curvatura a lo largo de la longitud a ser arriostrada, el arriostramiento lateral debe conectarse a ambas alas en el punto de arriostramiento más cercano al punto de inflexión.

1a. Arriostramiento Relativo

La resistencia requerida del arriostramiento es

$$P_{br} = 0.008M_r C_d / h_0 \quad (\text{A-6-5})$$

La rigidez requerida del arriostramiento es

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{4M_r C_d}{L_b h_0} \right) \quad (\text{LRFD}) \quad \beta_{br} = \Omega \left(\frac{4M_r C_d}{L_b h_0} \right) \quad (\text{ASD}) \quad (\text{A-6-6})$$

donde

$$\phi = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

h_0 = distancia entre los centroides de las alas, mm

C_d = 1.0 para flexión en *curvatura simple*; 2.0 para doble curvatura; $C_d = 2.0$ sólo se aplica al arriostramiento más cercano al punto de inflexión

L_b = longitud no arriostrada lateral, mm

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga LRFD, Kg-m (N-mm)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga ASD, Kg-m (N-mm)

1b. Arriostramiento Nodal

La resistencia requerida del arriostramiento es

$$P_{br} = 0.02M_r C_d / h_0 \quad (\text{A-6-7})$$

La rigidez requerida del arriostramiento es

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10M_r C_d}{L_b h_0} \right) (\text{LRFD}) \quad \beta_{br} = \Omega \left(\frac{10M_r C_d}{L_b h_0} \right) (\text{ASD}) \quad (\text{A-6-8})$$

donde

$$\phi = 0.75 (\text{LRFD}) \quad \Omega = 2.00 (\text{ASD})$$

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *LRFD*,
Kg-m (N-mm)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *ASD*,
Kg-m (N-mm)

Cuando L_b es menor que L_q , la longitud no arriostada máxima para M_r , entonces se permite que L_b en la Ecuación A-6-8 sea tomado igual a L_q .

2. Arriostramiento Torsional

Se permite dar *arriostramiento torsional* tanto nodal como continuo a lo largo de la longitud de la viga. Se permite unir el arriostramiento en cualquier ubicación de sección transversal y este no necesita estar unido cerca del ala en compresión. La *conexión* entre un arriostramiento torsional y la viga debe ser capaz de soportar el momento requerido dado a continuación.

2a. Arriostramiento Nodal

El momento de arriostramiento requerido es

$$M_{br} = \frac{0.024M_r L}{nC_b L_b} \quad (\text{A-6-9})$$

La rigidez requerida del marco transversal o rigidez del diafragma es

$$\beta_{Tb} = \frac{\beta_r}{\left(1 - \frac{\beta_r}{\beta_{sec}} \right)} \quad (\text{A-6-10})$$

donde

$$\beta_T = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2.4LM_r^2}{nEI_y C_b^2} \right) \quad (\text{LRFD}) \quad \beta_T = \Omega \left(\frac{2.4LM_r^2}{nEI_y C_b^2} \right) \quad (\text{ASD}) \quad (\text{A-6-11})$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_0} \left(\frac{1.5h_0 t_w^3}{12} + \frac{t_s b_s^3}{12} \right) \quad (\text{A-6-12})$$

donde

$$\phi = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega = 3.00 \quad (\text{ASD})$$

Nota: $\Omega = 1.5^2/\phi = 3.00$ en la Ecuación A-6-11 porque el término de momento está al cuadrado.

- L = longitud de la luz, m (mm)
- n = número de puntos *arriostrados nodalmente* dentro de la luz
- E = módulo de elasticidad del acero = 2 040 000 Kg/cm² (200 000 MPa)
- I_y = momento de inercia fuera del plano, cm⁴ (mm⁴)
- C_b = factor de modificación definido en el Capítulo F
- t_w = espesor del *atiesador* del alma, cm (mm)
- b_s = ancho del *atiesador*, para *atiesadores* de un lado (usar dos veces el ancho del *atiesador* individual para pares de *atiesadores*), cm (mm)
- β_T = *rigidez* de los *arriostros* excluyendo la *distorsión* del alma, Kg-m/radian (N-mm/radian)
- β_{sec} = *rigidez distorsional* del alma, incluyendo el efecto de *atiesadores transversales* del alma, si los hay, Kg-m/radian (N-mm/radian)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

- M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *LRFD*, Kg-m (N-mm)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

- M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *ASD*, Kg-m (N-mm)

Si $\beta_{sec} < \beta_T$, la Ecuación A-6-10 es negativa, lo que indica que el *arriostros* torsional de la viga no será efectivo debido a que la *rigidez distorsional* del alma es inadecuada

Cuando se requiera, el *atiesador* del alma debe abarcar la altura total del miembro *arriostros* y debe estar unido al ala si el *arriostros* torsional también está unido al ala. De manera alternativa, es aceptable dejar el *atiesador* a una distancia igual a $4t_w$ de cualquier ala de viga que no esté directamente unida al *arriostros* torsional. Cuando L_b es menor que L_q , entonces se permite que L_b en la Ecuación A-6-9 sea tomado igual a L_q .

2b. Arriostramiento Torsional Continuo

Para arriostramientos continuos usar las Ecuaciones A-6-9, A-6-10 y A-6-13 con L/n tomado como 1.0 y L_b tomado como L_q ; el momento y rigidez del arriostramiento se dan por unidad de longitud de luz. La rigidez distorsional para un alma no atiesada es

$$\beta_{\text{sec}} = \frac{3.3Et_w^3}{12h_0} \quad (\text{A-6-13})$$

ANEXO 7

MÉTODO DIRECTO DE ANÁLISIS

Este anexo trata el *método directo de análisis* para sistemas estructurales compuestos por *marcos de momento*, *marcos arriostrados*, *muros de corte* o una combinación de ellos.

El anexo se organiza como sigue:

- 7.1. Requisitos Generales
- 7.2. Cargas Ficticias
- 7.3. Limitaciones de Diseño-Análisis

7.1. REQUISITOS GENERALES

Los miembros deben cumplir las disposiciones de la Sección H1 con las resistencias nominales de *columna*, P_n , determinadas usando $K = 1.0$. Las *resistencias requeridas* para miembros, conexiones y otros elementos estructurales deben ser determinadas usando un *análisis elástico* de segundo orden con las limitaciones presentes en la Sección 7.3. En el análisis se deben considerar todas las deformaciones de componentes y las conexiones que contribuyan al desplazamiento lateral de la estructura.

7.2. CARGAS FICTICIAS

Se deben aplicar *cargas ficticias* al sistema de marco lateral para tomar en cuenta los efectos de las imperfecciones geométricas, inelasticidad, o ambos. Las *cargas ficticias* son *cargas laterales* aplicadas en cada nivel del marco y que se especifican en términos de las *cargas gravitacionales* aplicadas en dicho nivel. La *carga gravitacional* usada para determinar la *carga teórica* debe ser igual o mayor que la *carga gravitacional* asociada a la *combinación de carga* que se está evaluando. Las *cargas ficticias* deben aplicarse en la dirección que aporte a los efectos desestabilizadores bajo la *combinación de carga* especificada.

7.3. LIMITACIONES DE DISEÑO-ANÁLISIS

- (1) El *análisis de segundo orden* debe considerar los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$. Se permite hacer el análisis usando cualquier método general de análisis de segundo orden, o por el método de *análisis de primer orden* amplificado de la Sección C2, siempre que los factores B1 y B2 se basen en las *rigideces* reducidas definidas en las Ecuaciones A-7-2 y A-7-3. Se deben llevar a cabo análisis de acuerdo con los requisitos de diseño y carga especificados tanto en la Sección B3.3 (LRFD) como B3.4 (ASD). Para ASD, el análisis de segundo orden debe desarrollarse bajo 1.6 veces las *combinaciones de carga* ASD y los resultados deben dividirse por 1.6 para obtener las *resistencias requeridas*.

Se permiten los métodos de análisis que desprecien los efectos $P-\delta$ en el desplazamiento lateral de la estructura, siempre que las *cargas axiales* en todos los miembros cuyas rigideces a flexión se consideran en la contribución a la *estabilidad*

lateral de la estructura satisfagan el siguiente límite:

$$\alpha P_r < 0.15 P_{eL} \quad (\text{A-7-1})$$

donde

P_r = resistencia de compresión axial obtenida con las *combinaciones de carga* LRFD o ASD, Kg (N)

$P_{eL} = \pi^2 EI/L^2$, evaluado en el plano de flexión

y

$$\alpha = 1.0 \text{ (LRFD)} \quad \alpha = 1.6 \text{ (ASD)}$$

- (2) Una *carga ficticia*, $N_i = 0.002 Y_p$, aplicada independientemente en dos direcciones ortogonales, debe aplicarse como *carga lateral* en todas las combinaciones de cargas. Esta carga debe agregarse a las demás cargas laterales, si las hay,

donde

N_i = carga lateral teórica aplicada en el nivel i , Kg (N)

Y_i = *carga gravitacional de la combinación de carga* LRFD o 1.6 veces la combinación de carga ASD aplicada en el nivel i , Kg (N)

El coeficiente de carga teórica de 0.002 se basa en una razón de falta de verticalidad inicial de piso de 1/500. Cuando se justifique suponer un desaplomo menor, el coeficiente de carga teórica puede ajustarse proporcionalmente.

Para marcos donde la razón de desplazamiento lateral de segundo orden a desplazamiento lateral de primer orden es igual o menor a 1.5, se permite aplicar la carga ficticia N_i como una carga lateral mínima para las combinaciones de carga sólo gravitacionales y no en combinación con otras cargas laterales.

En todos los casos, se permite usar la geometría deformada supuesta en el análisis de la estructura en vez de aplicar una carga ficticia o una carga lateral mínima como se define arriba.

Nota: En los cálculos anteriores se usan las rigideces no reducidas (EI y AE). La razón del desplazamiento lateral de segundo orden a desplazamiento lateral de primer orden puede representarse por B_2 , calculado usando la Ecuación C2-3. De forma alternativa, la razón puede calcularse comparando los resultados de un análisis de segundo orden con los de un análisis de primer orden, donde los análisis se realizan tanto bajo las combinaciones de cargas LRFD directamente o bajo combinaciones de carga ASD con un factor 1.6 aplicado a las cargas gravitacionales ASD.

- (3) Una rigidez a flexión reducida, EI^* ,

$$EI^* = 0.8 \tau_b EI \quad (\text{A-7-2})$$

debe ser usada para todos los miembros cuya rigidez a flexión se considere que contribuye a la *estabilidad* lateral de la estructura,

donde

I = momento de inercia con respecto al eje de flexión, cm^4 (mm^4)

$\tau_b = 1.0$ para $\alpha P_r/P_y \leq 0.5$

= $4[\alpha P_r/P_y (1 - \alpha P_r/P_y)]$ para $\alpha P_r/P_y > 0.5$

P_r = resistencia a compresión axial requerida obtenida para las *combinaciones de carga* LRFD o ASD, Kg (N)

$P_y = AF_y$, *resistencia de fluencia* del miembro, Kg (N)

y

$$\alpha = 1.0 \text{ (LRFD)} \quad \alpha = 1.6 \text{ (ASD)}$$

En vez de usar $\tau_b < 1.0$ donde $\alpha P_r/P_y > 0.5$, puede usarse $\tau_b = 1.0$ en todos los miembros, siempre que una *carga ficticia* aditiva de $0.001 Y_i$ sea agregada a las carga teórica requerida en (2).

(4) Una *rigidez* axial reducida, EA^* ,

$$EA^* = 0.8EA \quad (\text{A-7-3})$$

debe ser usada para todo los miembros cuya rigidez axial se considere que contribuye a la *estabilidad* lateral de la estructura, donde A es el área de la sección transversal del miembro.

COMENTARIOS

Sobre las Especificaciones para
Edificios de Acero



CAPÍTULO A

DISPOSICIONES GENERALES

A1. ALCANCE

El alcance de esta especificación es más amplio que el de las dos Especificaciones AISC que reemplaza: la 1999 *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings* (AISC 2000b) y la 1989 *ASD Specification* (AISC, 1989). Esta Especificación combina las dos especificaciones mencionadas e incorpora las disposiciones del *Load and Resistance Factor Design Specification for Hollow Structural Sections* (AISC 2000), la *Specification for Allowable Strength Design of Single Angle Members* (AISC, 1989) y la *Load and Resistance Factor Design Specification for Single Angle Members* (AISC 200a). El propósito fundamental de las disposiciones en esta especificación es la determinación de la resistencia nominal y disponible de los miembros, conexiones y otros componentes de las estructuras de edificaciones en acero.

La Resistencia Nominal se define normalmente en términos de la resistencia ante un determinado efecto de las cargas, tales como Esfuerzo Axial, Momento de Flexión, Esfuerzo de Corte o Momento de Torsión, sin embargo, en algunos casos es expresada en términos de una tensión.

La Especificación entrega dos métodos de diseño:

- (1) **Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD):** La resistencia nominal se multiplica por un factor de resistencia ϕ , y la resistencia de diseño así obtenida debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por el diseño, determinada mediante un análisis de la estructura para las combinaciones de cargas LRFD apropiadas, especificadas en el código de edificación aplicable.
- (2) **Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD):** La resistencia nominal se divide por un factor de seguridad Ω , y la resistencia admisible obtenida debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por el diseño, determinada mediante un análisis de la estructura para las combinaciones de cargas ASD apropiadas, especificadas en el código de edificación aplicable.

Esta Especificación da disposiciones para determinar los valores de las resistencias nominales de acuerdo con los estados límite aplicables y entrega los valores correspondientes de los factores de resistencia ϕ y de los factores de seguridad Ω . Los factores de seguridad ASD han sido calibrados para dar la misma confiabilidad estructural y el mismo tamaño de las componentes que da el método LRFD para una razón de carga viva a carga muerta de 3.

La Especificación se aplica tanto a edificios como a otras estructuras. Muchas estructuras que se encuentran en plantas petroquímicas, de energía eléctrica y otras aplicaciones industriales son diseñadas, fabricadas e instaladas de una manera similar a los edificios. No se pretende que esta especificación se aplique a estructuras de acero con sistemas estructurales resistentes a cargas tanto verticales como laterales que no sean similares a edificios, tales como cáscaras o cables en catenaria.

Para efectos de esta Especificación, HSS se definen como secciones tubulares de espesor constante y sección transversal constante de tipo redondo cuadrado o rectangular fabricadas mediante conformado de planchas (cortada de flejes o banda) a la forma deseada uniendo los lados mediante una costura de soldadura continua. Se encuentra información publicada que describe los detalles de los distintos métodos usados para fabricar HSS (Gram., 1965; STI, 1966)

El *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2005) define las practicas comúnmente aceptadas en estándares y en la práctica cotidiana para la fabricación y montaje del acero estructural. De esta manera se pretende que el *Code of Standard Practice* básicamente sirva como un documento contractual para ser incorporado en los contratos entre comprador y vendedor o fabricante de acero estructural. Algunas partes del *Code of Standard Practice*, sin embargo, son la base para algunas de las disposiciones de esta Especificación. En consecuencia el *Code of Standard Practice* es citado en algunos lugares de esta especificación para mantener el vínculo entre estos documentos cada vez que es necesario.

A2. REFERENCIAS: ESPECIFICACIONES, CÓDIGOS Y ESTÁNDARES

La Sección A2 entrega las referencias a los documentos que son citados en esta especificación. Debe tenerse presente que no todos los grados de una especificación de un material determinado son necesariamente aceptados para ser usados con esta Especificación. Para una lista de los materiales y grados aprobados debe consultarse la Sección A3.

A3. MATERIAL

1. Materiales para Acero Estructural

1a. Designaciones ASTM

Hay cientos de materiales y productos de acero. Esta Especificación sólo presenta aquellos productos/materiales de uso común de ingenieros estructurales y cuyo desempeño es reconocidamente satisfactorio. Otros materiales pueden resultar apropiados para aplicaciones específicas, pero su evaluación es responsabilidad del ingeniero que los especifica. Además de las propiedades resistentes típicas, pueden agregarse consideraciones respecto a propiedades resistentes en la dirección transversal, ductilidad, deformabilidad, imperfecciones, soldabilidad incluida la sensibilidad a ciclos térmicos, tenacidad a muescas y otras formas de grietas, revestimientos y resistencia a la corrosión. Consideraciones respecto del tipo de productos pueden incluir consideraciones adicionales a los efectos de producción del material, tolerancias, ensayos, informes y superficie de perfiles.

Perfiles Estructurales Laminados en Caliente. Los grados de los aceros aceptados para ser usados por esta Especificación, cubren las especificaciones ASTM, hasta una tensión de fluencia de 690 MPa (7034 Kg. /cm²). Algunas de las especificaciones ASTM establecen un valor mínimo del punto de fluencia, mientras otras especifican una resistencia mínima a fluencia. El término “tensión de fluencia” es usado como un término genérico en esta Especificación, para referirse ya sea al punto de fluencia o a la resistencia de fluencia. Es importante estar consciente de las limitaciones de disponibilidad que pue-

dan existir para algunas combinaciones de resistencia y tamaño. No todos los tamaños de secciones estructurales están incluidos en las distintas especificaciones de materiales. Por ejemplo, el acero de la especificación A572/A572M, cuya tensión de fluencia es 415 MPa (4222 Kg/cm²) incluye planchas sólo de hasta 32 mm (3,2 cm) de espesor. Otra limitación de disponibilidades es que aun cuando un productor esté incluido en esta Especificación, puede ser de producción poco frecuente de las fábricas. Al especificar estos productos puede resultar en retrasos de los pedidos, a menos que se solicite en grandes cantidades directamente al productor. En consecuencia, es prudente, verificar la disponibilidad antes de completar el detallamiento. En el sitio web del AISC se entrega esta información (www.aisc.org) y la revista de AISC *Modern Steel Construction* publica tablas de disponibilidad dos veces por año.

Las propiedades en la dirección del laminado, son de especial interés en el diseño de estructuras de acero. De aquí que la tensión de fluencia determinada mediante el ensayo de tracción, es la propiedad mecánica más importante para la selección de aceros a ser usados de acuerdo con esta Especificación. Debe reconocerse que otras propiedades físicas y mecánicas del acero laminado, tales como anisotropía, ductilidad, tenacidad, formabilidad, resistencia a la corrosión, etc., pueden también ser importantes para un desempeño satisfactorio de la estructura.

No es posible incorporar en el Comentario información adecuada suficiente para dar una completa comprensión de todos los factores que merecen ser considerados en la selección y especificación de los materiales para una aplicación determinada. En dicha condición se recomienda al usuario de esta especificación hacer uso de las referencias de los materiales contenidos en la literatura en las propiedades específicas que interesan y para especificar producción de material suplementario o requisitos de calidad de acuerdo con las especificaciones ASTM de materiales. Uno de tales casos es el diseño de conexiones soldadas altamente restringidas (AISC, 1973). El acero laminado es anisotrópico, especialmente en lo concerniente a la ductilidad; en consecuencia, las deformaciones por contracción de las soldaduras en zona de conexiones soldadas altamente restringidas, pueden exceder la resistencia del material, cuando no se presta una atención especial a la selección del material, detallamiento, mano de obra e inspección.

Otra situación especial es el control de la fractura en el diseño para cierto tipo de condiciones de servicio (AASHTO, 1998). Para condiciones de servicio especialmente demandante, tales como estructuras sometidas a bajas temperaturas, particularmente cuando están expuestas a cargas de impacto, puede requerirse una tenacidad al ensayo de impacto mayor. Sin embargo para la mayoría de los edificios, el acero estará a temperatura relativamente moderada, las tasas de deformación corresponden a cargas esencialmente estáticas y tanto la intensidad de las cargas como el número de ciclos a tensión completa son bajos. Consecuentemente, la probabilidad de fractura en la mayoría de los edificios es baja. La mano de obra de calidad y el buen detallamiento de la geometría de la unión que evite concentraciones severas de tensiones son generalmente los medios más efectivos de conseguir una construcción resistente a la fractura.

Tubos Estructurales (HSS). Las propiedades mínimas especificadas a tracción se resumen en la Tabla C-A3.1 para la especificación de varias calidades y grados del material de secciones tubulares HSS y cañerías. El acero especificado ASTM A53 Grado B se incluye como material aprobado para ser especificado en cañerías, debido a que es el más fácil de conseguir en los Estados Unidos.

TABLA C-A3.1
Propiedades de Tensión Mínimas de Aceros
para HSS y Tuberías

Especificación	Grado	F_y , ksi (MPa)	F_u , ksi (MPa)
ASTM A53	B	35 (240)	60 (415)
ASTM A500 (round)	A	33 (228)	45 (311)
	B	42 (290)	58 (400)
	C	46 (317)	62 (428)
ASTM A500 (rectangular)	A	39 (269)	45 (311)
	B	46 (317)	58 (400)
	C	50 (345)	62 (428)
ASTM A501	—	36 (248)	58 (400)
ASTM A618 (round)	I y II	50 (345)	70 (483)
	III	50 (345)	65 (450)
ASTM A847	—	50 (345)	70 (483)
ASTM A5	350W	51 (350)	65 (450)

Otros productos estadounidenses HSS cuyas propiedades y características son similares a los productos ASTM aprobados, son producidos en Canadá bajo los *General Requirements for Rolled or Welded Structural Quality Steel* (CSA, 2003). En suma, la cañería es producida por otras especificaciones que satisfacen requisitos de resistencia, ductilidad y soldabilidad de los materiales en la Sección A3, pero puede haber requisitos adicionales para medir la resistencia a fractura, ensayo de tenacidad por impacto o ensayo de presión. Las cañerías pueden ser fácilmente obtenidas en calidad ASTM A 53 y HSS redondos en calidad ASTM A500 Grado B es también común. Para tubos HSS rectangulares, ASTM A500 Grado B es el material más fácilmente disponible, cualquier otro material necesita una orden especial. Dependiendo del tamaño, pueden obtenerse HSS redondos soldados o sin costura. En Norteamérica, sin embargo, todos los HSS rectangulares, calidad ASTM A500 para fines estructurales son soldados. Los HSS rectangulares difieren de las secciones cajón en que poseen espesor uniforme excepto por el aumento de espesor en las esquinas redondeadas.

El acero ASTM A500 Grado A no satisface el “límite de aplicabilidad” de la ductilidad para conexiones directas de la Sección K2.3a (12). Este límite requiere que $F_y/F_u \leq 0.8$. Cuando se determina que otros materiales satisfagan el límite de ductilidad, es importante destacar que ASTM A500 permite que la resistencia de fluencia sea determinada ya sea por el 0.2% de deformación remanente o el 0.5% de elongación bajo carga (EUL). Puesto que los materiales que satisfacen ASTM A500 son deformados en frío y presentan curvas tensión-deformación sin meseta de fluencia, el último método indica resistencias de fluencia mayores que el 0.2% de deformación remanente. El límite de ductilidad se pretende aplicar a resistencias de fluencia determinadas por el 0.2% de deformación remanente. Sin embargo, los informes del fabricante pueden indicar la resistencia de fluencia (EUL), lo que trae la pregunta de hasta dónde el material tiene adecuada ductili-

dad. En algunos casos puede ser necesario realizar ensayos de tracción adicionales para determinar la resistencia de fluencia con el criterio del 0.2% de deformación remanente. Aun cuando la calidad ASTM A501 incluye HSS rectangulares, los HSS rectangulares deformados en caliente no son producidos normalmente en Estados Unidos. Los requisitos del *General Requirements for Rolled or Welded Structural Quality Steel* (CSA, 2003) incluyen la Clase C (conformado en frío) y la Clase H (conformado en frío y liberado de tensiones). Los HSS clase H tienen niveles relativamente bajos de tensiones residuales, lo que mejora su desempeño en compresión y puede proveer de una mejor ductilidad en las esquinas de HSS rectangulares.

1c. Perfiles Laminados Pesados

La intersección ala-alma al igual que el centro del alma de perfiles pesados laminados en caliente, al igual que la zona interna de placas gruesas, pueden contener una estructura de grano más grueso y/o menor tenacidad que otras zonas de estos productos. Esta es probablemente causada por segregación del lingote, debido a la menor deformación durante el proceso de laminado, mayor temperatura de terminación y tasa de enfriamiento más lenta después del proceso de laminado. Esta característica no reduce las cualidades de los miembros comprimidos en el caso de miembros no soldados. Sin embargo, cuando se traslapan secciones transversales pesadas o se las conecta mediante soldaduras de penetración completa que se extienden más allá de la zona de grano grueso y/o las zonas interiores de menor tenacidad, las tracciones inducidas por la retracción de la soldadura pueden derivar en agrietamiento. Un ejemplo es una conexión de una viga pesada a una columna cualquiera mediante soldadura de ranura de penetración completa. Cuando los miembros de menor espesor son unidos mediante soldadura de ranura de penetración completa, la soldadura induce menores deformaciones de retracción, con lo cual el grano más fino y/o mayor tenacidad superficial del material de los perfiles ASTM A6/A6M y de las secciones pesadas fabricadas, reducen significativamente el agrietamiento potencial. Un ejemplo es una conexión de una viga cualquiera a una columna pesada mediante soldadura de ranura de penetración completa.

En el caso de aplicaciones críticas tales como miembros principales en tracción, el material debería ser especificado para proveer una adecuada tenacidad a la temperatura de servicio. Debido a las diferencias entre la tasa de deformación del ensayo de impacto en probeta con muesca de Charpy (CVN) y la tasa real que experimentan las estructuras, el ensayo CVN se realiza a una temperatura mayor que la temperatura de servicio estimada anticipadamente para la estructura. La ubicación de los especímenes CVN (“ubicación núcleo alternativo”) es especificada en el estándar ASTM A6/A6M, Supplemental Requirement S30.

Los requisitos de tenacidad de muesca de la Sección A3.1c sólo pretenden proveer materiales de tenacidad razonable para condiciones de servicio corrientes. Para condiciones inusuales y/o bajas temperaturas de servicio, puede ser apropiado imponer requisitos más restrictivos del ensayo de muesca para otros tamaños de secciones y espesores. Para reducir el potencial de fractura, los requisitos del ensayo de muesca de la Sección A3.1c deben ser usados junto con un diseño y procedimiento de fabricación adecuados. Las Secciones J1.5, J1.6, J2.6 y J2.7 dan requisitos especiales para estos casos.

Para secciones W enderezadas mediante procedimientos rotatorios, un área de muesca

reducida ha sido documentada en una región limitada del alma inmediatamente adyacente al ala. Esta región puede existir en secciones W de todos los pesos, no sólo las pesadas. En el Capítulo J se presentan consideraciones de diseño y detallamiento que reconocen esta situación.

2. Aceros Fundidos y Forjados

Hay numerosas especificaciones ASTM para aceros fundidos. El SFSA *Steel Casting Handbook* (SFSA, 1995) recomienda ASTM A 216 para ser usado en estructuras de acero. El SFSA recomienda además otros requerimientos que deben ser considerados para aceros fundidos. Por ejemplo, puede ser apropiado inspeccionar la primera pieza mediante partículas magnéticas de acuerdo con ASTM E125, grado 1a, b o c. La inspección radiográfica nivel III puede ser deseable en secciones críticas de la primera pieza fundida. Ensayos ultrasónicos (UT) de acuerdo con ASTM E609, pueden ser apropiados para primeras piezas fundidas de espesores mayores a 6". La aceptación del diseño, aprobación de la muestra, ensayos no destructivos periódicos de las propiedades mecánicas, ensayos de químicos y la selección de una correcta especificación de la soldadura deberían estar entre los procedimientos definidos en la selección y producción de aceros fundidos. Se debe tener en cuenta la SFSA (1995) para información de diseño en relación a aceros fundidos.

3. Pernos, Golillas y Tuercas

La Especificación ASTM para pernos A307 cubre dos grados de conectores mecánicos. Ambos grados pueden ser usados con esta especificación; sin embargo, debería notarse que el Grado B se aplica a pernos de empalmes de cañerías y el Grado A es el grado que se ha usado extensivamente para aplicaciones estructurales.

4. Barras de Anclaje y Barras con Hilo

La especificación fundamental para barras de anclaje es la norma ASTM F1554. Dado que hay un límite a la longitud máxima disponible de pernos ASTM A325/A325M y ASTM A490/A490M, el intento para usar estos pernos como barras de anclaje con longitudes de diseño mayores a las longitudes máximas disponibles ha ocasionado problemas en el pasado. Al incluir en esta especificación material de calidad ASTM A449 y A354, ello permite el uso de materiales de alta resistencia para pernos más largos que los pernos de calidad ASTM A325/A325M y ASTM A490/A490M.

El ingeniero inspector debería especificar los requerimientos de resistencia para barras con hilo que se usan como miembros que soportan cargas.

5. Metal de Aporte y Fundente

Las especificaciones de la AWS para metal de aporte detalladas en la Sección A3.5 son de tipo general e incluyen la clasificación del metal de aporte apropiada para la construcción de edificios. La AWS D1.1 *Structural Welding Code Steel* (AWS, 2004) detalla en la Tabla 3.1 varios electrodos que pueden ser usados para las especificaciones de procedimientos de soldadura precalificados, que se aplican a varios aceros que van a ser conectados. La lista no incluye varias clasificaciones de metal de aporte que no son

apropiadas para aplicaciones estructurales. Los metales de aporte detallados en varias especificaciones AWS A5 pueden o no especificar propiedades de tenacidad mediante el ensayo de muesca, dependiendo de la clasificación de electrodos específicos. La Sección J2.6 identifica ciertas uniones soldadas en las cuales la tenacidad en ensayo de muesca del metal de aporte se necesita en la construcción de edificios. Pueden presentarse otras situaciones en las cuales el ingeniero inspector puede elegir especificar el uso de metal de aporte con determinadas características de tenacidad medidas en ensayo de muesca, tales como estructuras sometidas a tasas elevadas de aplicación de carga, cargas cíclicas o cargas sísmicas. Dado que la AWS D1.1 no requiere automáticamente que el metal de aporte que se use tenga propiedades de tenacidad especificadas de acuerdo con un ensayo de muesca, es importante que el metal de aporte que se use en esas aplicaciones sea de una Clasificación AWS que exijan las propiedades antes mencionadas. Esta información puede encontrarse en la Especificación AWS para Metal de Aporte y se encuentra a menudo en el Certificado del Fabricante del Metal de Aporte en conformidad con las especificaciones del producto.

Cuando se especifica metal de aporte y/o fundente de acuerdo a la designación AWS, se deberán revisar cuidadosamente las especificaciones aplicables para asegurar que se entienda completamente la designación referenciada. Esto es necesario porque los sistemas de designación AWS no son consistentes. Por ejemplo, en el caso de electrodos recubiertos para soldadura al arco (AWS A5.1), los primeros dos o tres dígitos indican la clasificación según la resistencia nominal a la tracción, en ksi, del metal de aporte y los dos dígitos finales el tipo de recubrimiento. En el caso de designaciones métricas los primeros dos dígitos multiplicados por 10 indican la clasificación de acuerdo a la resistencia nominal a tracción en MPa. En el caso de electrodos para arco sumergido usados en fábricas (AWS A5.17), los primeros uno o dos dígitos multiplicados por 10 indican la clasificación de acuerdo a la resistencia nominal a tracción, tanto para unidades inglesas como métricas, mientras que el o los dígitos finales multiplicados por 10 indican la temperatura de ensayo en grados F, para ensayos de impacto del metal de aporte. En el caso de electrodos recubiertos para soldadura al arco de aceros de baja aleación (AWS A5.5), ciertas partes de la designación indican un requisito de aliviamiento de tensiones, mientras otras indican la ausencia de este requisito.

Los ingenieros generalmente no especifican el metal de aporte preciso que debe ser empleado en una estructura particular. La decisión de cuál proceso de soldadura y qué metal de aporte debe ser utilizado, es normalmente la decisión del fabricante o del ingeniero de montaje. Los códigos restringen el uso de ciertos metales de aporte, o imponen ensayos de calificación para demostrar si es apropiado el uso de un electrodo específico, de manera de asegurar el uso de un metal de aporte adecuado.

A4. PLANOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS

La lista abreviada de requisitos en esta especificación pretende ser compatible y a la vez resumir requisitos más detallados de la Sección 3 del *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2005). El usuario debería referirse para información más detallada a la Sección 3 del *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*.

CAPÍTULO B

REQUISITOS DE DISEÑO

B1. DISPOSICIONES GENERALES

Las ediciones anteriores de la Especificación contenían una sección titulada “Tipos de Construcción”, por ejemplo, la Sección A2 en la *Especificación LRFD 1999* (AISC 2000b). En esta Especificación no existe dicha sección y los requisitos relacionados a “tipos de construcción” se encuentran divididos entre la Sección B1, Sección B3.6 y la Sección J1.

Históricamente, “Tipos de Construcción” era la sección que establecía qué tipo de estructuras cubría la Especificación. El prefacio a la *Especificación LRFD 1999* (AISC, 2000b) sugiere que el propósito de la Especificación es “proveer criterios de diseño para las aplicaciones de uso rutinario y no proveer criterios específicos para problemas que ocurren menos frecuentemente”. El prefacio a la *Especificación 1978* (AISC, 1978) contiene una explicación similar. Mientras lo que se define como “uso rutinario” puede ser difícil de describir, el contenido de “Tipos de Construcción” ha estado claramente orientado a edificios con marcos con vigas, columnas y sus conexiones.

La *Especificación 1969* (AISC, 1969) clasificó los “tipos de construcción” como Tipos 1, 2 ó 3. La distinción básica entre estos tres tipos de construcción era la naturaleza de las conexiones de las vigas a las columnas. La construcción Tipo 1 incluía “marcos rígidos”, denominados ahora marcos resistentes a momento, con conexiones capaces de transmitir momentos. La construcción Tipo 2 incluía “marcos simples” en los cuales no había transferencia de momentos entre vigas y columnas. La construcción Tipo 3 incluía los “marcos semi-rígidos”, que usaban conexiones parcialmente restringidas y estas eran permitidas si era posible predecir en forma confiable tanto la flexibilidad de la conexión como su capacidad de transferir momento.

La *Especificación LRFD 1986* (AISC, 1986) cambió la designación de Tipo 1, 2 y 3 a la designación FR (Completamente Restringida) y PR (Parcialmente Restringida). En esta designación, el término “restringida” se refiere al grado de transferencia de momento y a la deformación asociada en las conexiones. La *Especificación 1986* también usa la denominación “marco simple” para referirse a estructuras con “conexiones simples”, esto es, conexiones cuya capacidad de transferir momento es despreciable. En esencia, FR era equivalente a la construcción Tipo 1, “marcos simples” era equivalente a construcción Tipo 2, y PR era equivalente a la construcción Tipo 3.

La construcción Tipo 2 de las primeras especificaciones y los “marcos simples” de la *Especificación 1986* tenían disposiciones adicionales que permitían que las cargas de viento fueran tomadas mediante uniones seleccionadas del marco, resistentes a momento, de manera que:

- (1) Las conexiones y miembros conectados tienen capacidad para resistir los momentos producto del viento;

- (2) las vigas son adecuadas para tomar totalmente las cargas gravitacionales actuando como “vigas simples”; y
- (3) las conexiones poseen una adecuada capacidad de rotación inelástica para evitar someter a sobretensiones a los conectores o soldaduras bajo combinación de cargas gravitacionales y de viento.

La justificación de la consideración de las “uniones para viento” como conexiones simples (para cargas gravitacionales) y de momento (para cargas de viento) fue proporcionada por Sourochnikoff (1950) y Disque (1964). El argumento básico afirma que las conexiones presentan alguna resistencia a momento, pero que la resistencia es lo suficientemente baja y que al estar sometidas a cargas de viento las conexiones desarrollarían importantes deformaciones inelásticas. Bajo cargas de viento cíclicas, la respuesta de la conexión “caería” a una condición en la cual los momentos debido a cargas gravitacionales en la conexión serían muy pequeños, pero la resistencia elástica de las conexiones a momentos producto del viento permanecería al mismo nivel que la resistencia inicial. Estas disposiciones adicionales para construcción Tipo 2 han sido usadas exitosamente por muchos años. Recomendaciones más recientes para este tipo de sistema han sido presentadas por Geschwindner y Disque (2005).

La Sección B1 lleva el articulado de esta Especificación a una clase más amplia de tipos de construcción. Ella reconoce que el sistema estructural es una combinación de miembros conectados de manera tal que la estructura puede responder de diferentes maneras para satisfacer objetivos de diseño diferentes cuando son sometidas a cargas diferentes. Aun en el articulado de edificios corrientes, se presenta una gran variedad en los detalles de diseño.

Esta Especificación mantiene su aplicabilidad primaria orientada a edificios de marcos, con cargas gravitacionales tomadas por vigas y cargas laterales tomadas por marcos de momento, marcos arriostrados o muros de corte. Sin embargo hay muchos edificios menos usuales para los cuales esta Especificación es también aplicable. La Especificación en lugar de intentar establecer un articulado con una exhaustiva clasificación de tipos de construcción, en la Sección B1 requiere que el diseño de miembros y sus conexiones sea consistente con el uso que se pretende dar a la estructura y las hipótesis hechas para su análisis.

B2. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Las cargas y combinaciones de cargas para esta Especificación serán definidas por la normativa de edificación aplicable. En ausencia de una normativa de edificación local, regional o nacional, las combinaciones de cargas y cargas nominales (por ejemplo, *D*, *L*, *L_r*, *S*, *R*, *W* y *E*) son las cargas especificadas en las Secciones 3 a 9 de SEI/ASCE 7, *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures* (ASCE 2002). Para propósitos de diseño, las cargas nominales serán aquellas estipuladas en la normativa de edificación aplicable. La última edición 2002 de SEI/ASCE 7 ha adoptado, en la mayoría de los casos, las Disposiciones Sismorresistentes de NEHRP *Recommended Provisions* (NEHRP, 1997), de la misma manera que las AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2002). Una discusión más detallada respecto de cargas, factores de carga y diseño sismorresistente, se encuentra en los comentarios de los documentos citados.

Esta Especificación permite el diseño para resistencia alternativamente mediante los métodos LRFD o ASD.

Combinaciones de Cargas LRFD. Si se elije el método LRFD, los requisitos para las combinaciones de cargas se definen en la Sección 2.3 de SEI/ASCE 7, mientras que si se elije el método ASD los requisitos para las combinaciones de cargas se definen en la Sección 2.4 del estándar mencionado. En cualquier caso, se supone que las cargas nominales — D , L , Lr , S , R , W y E — son las especificadas en la Secciones 3 a 9 de SEI/ASCE 7, o su equivalente, según lo exija la autoridad jurisdiccional competente. El ingeniero debería entender que las bases para combinar las cargas dadas en las Secciones 2.3 y 2.4 de SEI/ASCE 7 son diferentes.

Las combinaciones de cargas en la Sección 2.3 de SEI/ASCE 7 están basadas en una modelación probabilística moderna de las cargas y una investigación exhaustiva de las confiabilidades inherentes a las prácticas de diseño tradicional (Galambos, Ellingwood, Mac Gregor y Cornell, 1982; Ellingwood, Mac Gregor, Galambos y Cornell, 1982). Estas combinaciones de cargas utilizan un “formato acción principal-acción acompañante”, el cual está basado en la noción de que el máximo efecto combinado de las cargas ocurre cuando una de las cargas que varían en el tiempo alcanza su máximo valor (acción principal) mientras las otras cargas variables en el tiempo, alcanzan un valor en un instante cualquiera arbitrario (acciones acompañantes). La carga muerta, considerada una acción permanente es la misma para todas las combinaciones en las cuales los efectos de las cargas son aditivos. Investigaciones han demostrado que esta metodología de análisis de estructuras mediante combinaciones de cargas es consistente con la forma en que las cargas se combinan en los miembros y sistemas estructurales en los cuales los estados límite resistentes pueden ser determinados. Los factores de cargas reflejan incertidumbre en la magnitud de las cargas individuales y para efectos de análisis las cargas se transforman en los efectos de las cargas. Las cargas nominales en las Secciones 3 a 9 de SEI/ASCE 7 son sustancialmente mayores que los valores que alcanzan en un instante cualquiera arbitrario. La carga viva nominal, viento y nieve han estado asociadas históricamente con períodos de retorno medios de aproximadamente 50 años, mientras la acción nominal de un sismo en NEHRP (1997) está asociado con un período medio de retorno de aproximadamente 2.500 años. Para evitar tener que especificar tanto el máximo de la acción principal como un valor en un instante cualquiera arbitrario de las acciones acompañantes, algunos de los factores de carga especificados son inferiores a la unidad en las combinaciones (2) a (5) estipuladas en SEI/ASCE 7.

Las combinaciones de cargas (6) y (7) de SEI/ASCE 7, Sección 2.3, se aplican específicamente a casos en los cuales las acciones estructurales debido a fuerzas laterales y las cargas gravitatorias contractúan entre sí. En aquellos casos cuando la carga muerta estabiliza la estructura, la condición de menor carga muerta se obtiene al aplicar un factor 0.9.

Combinaciones de Cargas ASD. Las combinaciones de carga en la Sección 2.4 de SEI/ASCE 7 para el método ASD son similares a aquellas usadas en diseño en tensiones admisibles durante las últimas cuatro décadas. En el método ASD, la seguridad se consigue mediante un factor de seguridad, Ω , y los valores nominales de las cargas en las combinaciones básicas (1) a (3) no son afectados de los factores de carga. La reducción en las combinaciones de los efectos de las cargas que varían en el tiempo, en las com-

binaciones (4) y (6) se consigue mediante el factor de combinación 0.75. Este factor de combinación proviene de la edición 1972 del estándar ANSI A58.1, antecesor de SEI/ASCE 7. Hay que notar que en SEI/ASCE 7, el factor 0.75 aplica sólo a las combinaciones de cargas variables; es irracional reducir la carga muerta pues está siempre presente y no fluctúa en el tiempo. El factor de carga 0.6D en las combinaciones (7) y (8) en la Sección 2.4 de SEI/ASCE 7 está orientado a situaciones en las cuales los efectos de las cargas laterales o fuerzas de levantamiento actúan en sentido opuesto a las cargas gravitacionales. Esto elimina un defecto en el tratamiento tradicional de cargas que actúan en sentido contrario usado en diseño basado en tensiones admisibles y pone énfasis en la importancia de verificar la estabilidad. El efecto de la carga sísmica es multiplicado por 0.7 en las combinaciones (5) y (8) para alinear el diseño en base a resistencias admisibles en el caso sísmico con la definición de E en la Sección 9 de SEI/ASCE 7, basada en principios de resistencia.

Las combinaciones de cargas en las Secciones 2.3 y 2.4 de SEI/ASCE 7 se aplican sólo al diseño para estados límite resistentes. Ellos no consideran errores groseros o negligencia.

Combinaciones de Carga para Condiciones de Servicio. Los estados límite de servicio y factores de carga asociados están cubiertos en el Anexo B de SEI/ASCE 7. Ese Anexo contiene un número de combinaciones de cargas propuestas para la verificación de las condiciones de servicio. Las cargas nominales que aparecen en esas ecuaciones están definidas en las Secciones 3 a 7 de SEI/ASCE 7, la verificación de los criterios de desempeño bajo estados límite de servicio son diferentes de la verificación de los criterios de desempeño bajo estados límite resistentes, consecuentemente las combinaciones y factores de carga son diferentes.

B3. BASES DE DISEÑO

El Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD) son métodos distintos. De acuerdo con esta Especificación, ambos métodos son igualmente aceptables, pero las disposiciones respectivas no son idénticas, en consecuencia no pueden considerarse intercambiables. La combinación indiscriminada de ambos métodos puede conducir a errores de diseño, por ello, ambos métodos están especificados como alternativos. Hay, sin embargo, circunstancias en las cuales los dos métodos pueden ser usados en el diseño, la modificación o renovación de un sistema estructural sin conflicto, tal como la modificación de una estructura de piso de una edificación antigua una vez terminados los planos de la obra realmente construida (as built).

1. Resistencia Requerida

Esta Especificación permite el análisis estructural elástico, inelástico o plástico. Generalmente, el diseño se realiza mediante un análisis elástico. Las disposiciones para el análisis inelástico o plástico se presentan en el Anexo 1. La resistencia requerida se determina mediante métodos apropiados de análisis estructural.

En algunas circunstancias, como cuando se dimensiona arriostramientos a los cuales no se les ha calculado la sollicitación, pero que deben ser incluidos por razones de estabilidad (ver, por ejemplo, Anexo 6), la resistencia requerida se establece explícitamente en esta Especificación.

2. Estados Límite

Un estado límite es una condición en la cual el sistema estructural o sus componentes no cumplen con el propósito de diseño, cuando es excedido. Los estados límite pueden ser determinados por requisitos funcionales, tal como la deriva o máximo desplazamiento lateral relativo; ellos pueden estar relacionados al comportamiento estructural, tales como la formación de rótulas plásticas o mecanismos; o bien ellos pueden representar el colapso de toda la estructura o parte de ella, tal como inestabilidad o fractura. Las disposiciones de diseño han demostrado que la probabilidad de alcanzar un estado límite resulta pequeña dentro de valores aceptables, cuando se aplican las combinaciones con los factores de carga, resistencia o factores de seguridad, con las cargas y resistencias nominales consistentes con las hipótesis de diseño.

Dos tipos de estados límite se aplican a las estructuras: (1) estados límite resistentes que definen la estabilidad contra fallas locales o globales que pueden ocurrir durante la vida útil esperada de la estructura, y (2) estados límite de servicio que definen los requisitos funcionales. Esta Especificación, al igual que otras especificaciones de diseño estructural, se enfoca básicamente en los estados límite resistentes debido a las demandantes consideraciones de seguridad pública. Esto no significa que los estados límite de servicio carezcan de importancia para el ingeniero estructural, el cual debe suministrar desempeño funcional y economía de diseño. Sin embargo, las consideraciones de servicio permiten un mayor ejercicio del juicio de parte del ingeniero.

Los estados límite resistentes varían de miembro en miembro y varios estados límite pueden aplicarse a un miembro dado. Los siguientes estados límite resistentes son los más comunes: fluencia, formación de una rótula plástica, inestabilidad de un miembro o inestabilidad global de un marco, pandeo lateral torsional, pandeo local, ruptura o fatiga. Los estados límite de servicio más comunes incluyen: deformaciones elásticas y derivas inaceptables, vibraciones inaceptables y deformaciones permanentes.

3. Diseño para Resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

El diseño para resistencia mediante LRFD se realiza de acuerdo con la ecuación B3-1, R_u representa la resistencia requerida determinada mediante análisis estructural basado en las cargas estipuladas en SEI/ASCE 7 (ASCE, 2002), Sección 2.3 (o sus equivalentes), mientras el lado derecho, ϕR_n representa la resistencia límite estructural, o resistencia de diseño, proporcionada por el miembro.

En esta especificación, el factor de resistencia ϕ es menor o igual que 1. Cuando se compara con la resistencia nominal, R_n calculada de acuerdo a los métodos dados en los Capítulos D a K, un valor menor a 1, toma en cuenta imprecisiones de la teoría y variaciones en las propiedades mecánicas y dimensiones de los miembros y marcos. Para estados límites en los cuales $\phi = 1.0$, la resistencia nominal se considera suficientemente conservadora, cuando al compararla con la resistencia real no se requiere una reducción adicional.

Las disposiciones LRFD están basadas en: (1) modelos probabilísticos de cargas y resistencias, (2) una calibración de las disposiciones LRFD respecto de la Especificación

ASD 1978 para algunos miembros seleccionados; y (3) la evaluación de las disposiciones resultantes mediante el juicio y la experiencia pasada, complementada con estudios comparativos de estructuras representativas realizados por oficinas de diseño.

En las bases probabilísticas del método LRFD (Ravindra y Galambos, 1978; Ellingwood y otros, 1982), los efectos de las cargas Q y las Resistencias R se modelan como variables aleatorias estadísticamente independientes. La figura C-B3.1, muestra las distribuciones de las frecuencias relativas para Q y R como curvas independientes en un gráfico común para un caso hipotético. En la medida que la resistencia R es mayor que (a la derecha de) los efectos de las cargas Q , ese particular estado límite presenta un margen de seguridad. Sin embargo, debido a que Q y R son variables aleatorias, existe una pequeña probabilidad de que R sea inferior a Q , en otras palabras $R < Q$. La probabilidad de este estado límite está relacionada al grado de traslape de las curvas de distribución de frecuencias en la Figura C-B3.1, lo cual depende de la ubicación relativa (R_m versus Q_m) y de sus respectivas dispersiones. La probabilidad de que R sea menor que Q depende de la forma de las distribuciones de cada una de las muchas variables (materiales, cargas, etc.), eso determina la resistencia y el efecto total de las cargas. A menudo, de las muchas variables involucradas en la derivación de R y Q , sólo es posible estimar las medias y desviaciones estándar o los coeficientes de variación. Sin embargo esta información es suficiente para construir una disposición de diseño aproximada que es independiente del conocimiento de estas distribuciones, si se estipula la siguiente condición de diseño:

$$\beta \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} \leq \ln \left(\frac{R_m}{Q_m} \right) \quad (\text{C-B3-1})$$

En esta ecuación, R_m y Q_m son los valores medios y V_R y V_Q son los coeficientes de variación respectivos de la resistencia R y del efecto de carga Q . Para los miembros estructurales y las cargas usuales, R_m y Q_m , y los coeficientes de variación, V_R y V_Q , pueden ser estimados, de manera que el cálculo de:

$$\beta = \frac{\ln(R_m/Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (\text{C-B3-2})$$

dará un valor comparativo de la medida de la confiabilidad de una estructura o componente. El parámetro β , se denomina el índice de “seguridad” o de “confiabilidad”.

Extensiones para la determinación de β en la Ecuación C-B3-2 que permite acomodar información probabilística adicional y situaciones de diseño más complejas son descritas por Ellingwood y otros (1982) y han sido usadas en el desarrollo de combinaciones de cargas recomendadas en SEI/ASCE 7.

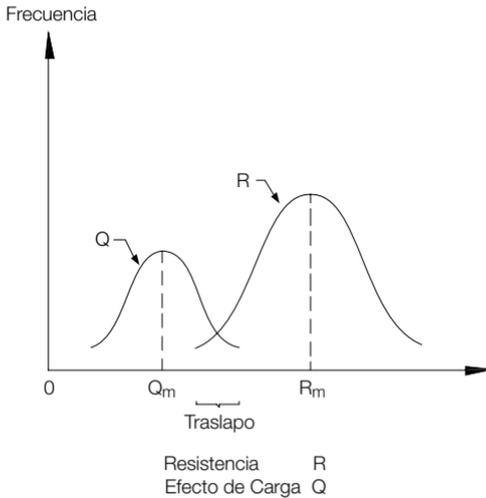


Fig. C-B3.1. Distribución de frecuencias del efecto de cargas Q y resistencia R .

Los estudios originales de las propiedades estadísticas (valores medios y coeficientes de variación) usados para desarrollar las disposiciones LRFD para las propiedades básicas de los materiales y para vigas de acero, columnas, vigas compuestas, vigas fabricadas, vigas columnas y elementos de conexión se presentan en una serie de ocho artículos en el volumen de septiembre de 1978 del *Journal of the Structural Division, ASCE* (vol. 104, ST9). Las correspondientes estadísticas de cargas son presentadas en Galambos y otros (1982). Los valores de β determinados de acuerdo con las estadísticas mencionadas, incorporados en la Especificación del año 1978 (AISC, 1978), fueron evaluados bajo diferentes condiciones de carga (carga viva/carga muerta, viento/carga muerta, etc.) y para varias áreas tributarias típicas en diferentes miembros (vigas, columnas, vigas-columnas, componentes estructurales, etc.). Como era de esperarse, se encontró una considerable variación en el rango de valores de β . Por ejemplo, en el caso de vigas laminadas compactas (flexión) y en miembros en tracción (fluencia) los valores disminuían desde 3.1 para $L/D=0.5$ hasta 2.4 para $L/D=4$. Esta disminución es el resultado de que el método ASD aplica el mismo factor a la carga muerta, que es relativamente fácil de predecir, que a la carga viva, de mayor variabilidad. Para conexiones con pernos o soldadas, β era del orden de 4 a 5.

La variación de β inherente al método ASD se reduce sustancialmente en el método LRFD al especificar varios valores de β y luego seleccionar los factores de carga y resistencia que satisfagan dichos objetivos. El Comité de Especificaciones decidió calibrar el método LRFD respecto del método ASD para $L/D=3.0$ para vigas compactas en flexión, restringidas al volcamiento y para miembros en tracción controlados por el estado límite de fluencia. El factor de resistencia, ϕ , es, para estos estados límite 0.90, lo que implica que β es aproximadamente 2.6 para miembros y 4.0 para conexiones. El mayor valor de β para conexiones refleja el hecho de que en el diseño de conexiones se espera que estas sean más fuertes que los miembros que conectan. Los estados límite en el caso de otros miembros fueron manejados de manera similar.

Las bases de datos de resistencias de los aceros usadas en ediciones previas de la Espe-

cificación LRFD estaban basadas esencialmente en trabajos realizados antes de 1970. Un estudio reciente acerca de las propiedades de perfiles estructurales (Bartlett, Dexter, Graeser, Jelinek, Schmidt y Galambos, 2003) señala que en los últimos 15 años se han producido cambios en los métodos de producción de acero y de productos de acero. El estudio concluye que las características de los nuevos productos de acero no advierten cambios en los valores de ϕ .

4. **Diseño para Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD)**

El método ASD se presenta en esta especificación como alternativa equivalente al método LRFD para aquellos ingenieros que prefieren usar las combinaciones de carga de acuerdo con el formato ASD tradicional de tensiones admisibles. La denominación “resistencia admisible” ha sido introducida para enfatizar que las ecuaciones básicas de la mecánica estructural que sustentan las disposiciones son las mismas en los métodos ASD y LRFD. Esto representa un reinicio en relación al pasado cuando LRFD y ASD quedaban controlados por especificaciones separadas.

El diseño tradicional de acuerdo a las disposiciones ASD está basado en el concepto que la tensión máxima de un componente no debe exceder una cierta tensión admisible bajo condiciones normales de servicio. Los efectos de las cargas se determinan mediante un análisis elástico de la estructura, mientras las tensiones admisibles son tensiones límite (por fluencia, inestabilidad, fractura, etc.), divididas por un factor de seguridad. La magnitud del factor de seguridad y la tensión admisible resultante dependen del estado límite que controla respecto del cual el diseño debe tener un cierto margen de seguridad. Resulta así para cada miembro un número de diferentes tensiones admisibles que deben ser comprobadas.

El factor de seguridad en las disposiciones ASD tradicionales era función tanto del material como del componente a diseñar. Puede haber sido influenciado por factores como el largo del miembro, su comportamiento, el tipo de carga y la calidad de la mano de obra prevista. Los factores de seguridad tradicionales están basados solamente en la experiencia y han permanecido sin modificación por aproximadamente 50 años. Aunque las estructuras diseñadas mediante el método ASD se han comportado adecuadamente en el pasado, el nivel real de seguridad que tienen es desconocido. Este fue el primer inconveniente de la metodología ASD tradicional. Una ilustración del desempeño típico es presentada por Bjorhovde (1978), donde son examinados los factores de seguridad real frente al análisis teórico.

El diseño por resistencia se realiza de acuerdo con la ecuación B3-2. El método ASD presentado en la Especificación reconoce que los modos de falla que controlan el diseño, son los mismos para estructuras diseñadas mediante ASD o LRFD. De esta manera la resistencia nominal que es la base de la formulación LRFD es la misma resistencia nominal que sustenta la formulación ASD. Cuando se considera la resistencia disponible, la única diferencia entre ambos métodos es el factor de resistencia, ϕ , del método LRFD y el factor de seguridad, Ω , del método ASD.

Al desarrollar valores apropiados de Ω para ser usados en esta Especificación, el propósito fue garantizar niveles similares de seguridad y confiabilidad para los dos métodos.

Se relacionó directamente el factor de resistencia y el factor de seguridad de uno y otro método. Como se mencionó anteriormente, la Especificación LRFD original fue calibrada respecto de la Especificación ASD 1978 para la razón carga viva carga muerta de 3. Así, al igualar el diseño de acuerdo a ambos métodos para la razón carga viva carga muerta de 3, puede determinarse una relación entre ϕ y Ω . Usando la combinación carga viva más carga muerta, con $L=3D$, se obtiene:

$$\text{Para LRFD: } \phi R_n = 1.2D + 1.6L = 1.2D + 1.6 \times 3D = 6D \quad (\text{C-B3-3})$$

$$R_n = \frac{6D}{\phi}$$

$$\text{Para ASD: } \frac{R_n}{\Omega} = D + L = D + 3D = 4D \quad (\text{C-B3-4})$$

Igualando R_n de ambas formulaciones y resolviendo para Ω resulta:

$$\Omega = \frac{6D}{\phi} \times \frac{1}{4D} = \frac{1.5}{\phi} \quad (\text{C-B3-5})$$

Una metodología similar fue usada para obtener la mayoría de los valores de Ω en toda la Especificación.

5. Diseño por Estabilidad

La Sección B3.5 muestra la nomenclatura a usar en el Capítulo C, Diseño por Estabilidad.

6. Diseño de Conexiones

La Sección B3.6 muestra la nomenclatura a usar en el Capítulo J, Diseño de Conexiones. El Capítulo J cubre el dimensionamiento de los elementos que conforman la conexión (ángulos, soldadura, pernos, etc.) cuando son conocidos los efectos de carga en la conexión. La Sección B3.6 establece que las hipótesis asociadas con el análisis estructural deben ser consistentes con las condiciones usadas en el Capítulo J para dimensionar los elementos de la conexión.

En muchas situaciones, no es necesario incluir los elementos de conexión en el análisis del sistema estructural. Por ejemplo, las conexiones simples y FR pueden ser idealizadas, para efectos de análisis, como rotuladas o fijas respectivamente. Una vez que el análisis ha sido completado las deformaciones o fuerzas calculadas en las uniones pueden ser usadas para dimensionar los elementos de la conexión. La clasificación de conexión FR (completamente restringida) y conexión simple significa, para justificar las idealizaciones del análisis con la disposición de que, si se supone que la conexión es FR, entonces la conexión real debe satisfacer las condiciones de FR. En otras palabras, debe poseer una adecuada rigidez y resistencia, tal como se describe en las disposiciones y se discute más adelante.

En ciertos casos la deformación de los elementos de la conexión afecta la forma como la estructura resiste las cargas y en esos casos las conexiones deben ser incluidas en el

análisis el sistema estructural. Estas conexiones se denominan conexiones a momento parcialmente restringidas (PR). En este caso de conexiones PR, es necesario estimar la flexibilidad de la conexión e incluirla en el análisis estructural, tal como se describe en las siguientes secciones. Una vez que el análisis está terminado los efectos de las cargas y deformaciones calculados para la conexión pueden ser usados para verificar si los elementos de la conexión son apropiados.

Para conexiones simples y FR, las proporciones de la conexión se establecen después que el análisis final del diseño estructural está terminado, lo que simplifica notablemente el ciclo de diseño. En el diseño de conexiones PR (por ejemplo, la selección de los miembros), la situación es diferente pues la iteración del proceso es inherente a él, debido a que es necesario en la fase inicial suponer una conexión de proporciones dadas y a partir de ella establecer las características fuerza-deformación necesarias para realizar el análisis de la estructura. Las características de desempeño de estructuras sometidas a ciclos de carga durante su vida útil (colapso cíclico) durante la vida útil deben ser consideradas. Lo adecuado de las proporciones supuestas de los elementos de la conexión, pueden ser verificadas una vez que se tengan los resultados del análisis estructural. Cuando los elementos de la conexión no son adecuados, los valores deben ser revisados y el análisis estructural repetido. Los beneficios potenciales de usar conexiones PR para varios tipos de marcos han sido extensivamente discutidos en la literatura [por ejemplo, Lorenz, Kato y Chen (1993); León (1994)]

Clasificación de las Conexiones. La suposición básica hecha en la clasificación de las conexiones es que las características de comportamiento más importante de la conexión pueden ser modeladas por una curva momento-rotación ($M-\theta$). La figura C-B3.2 muestra una curva $M-\theta$ típica. La curva momento-rotación tiene implícita en la definición de la conexión, que esta es una zona de la columna y de la viga, además de los elementos conectantes. La respuesta de la conexión queda así definida de esta manera, pues la rotación del miembro, obtenida de un ensayo mecánico, se mide generalmente sobre una longitud que incorpora no sólo las contribuciones de los elementos conectantes, sino también los extremos de los miembros conectados en la zona panel de la columna. Ejemplos de clasificación de las conexiones se presentan en Bjorhovde, Colson y Brozzetti (1990) y en el Eurocode 3 (1992). Estas clasificaciones toman en cuenta la rigidez, la resistencia y la ductilidad de la conexión.

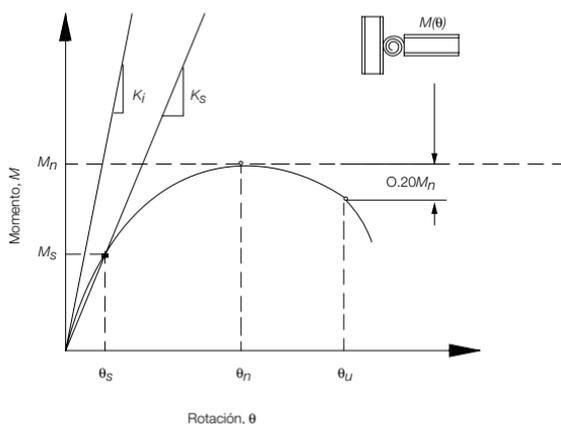


Figura C-B3.2. Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad de las curvas de respuestas momento-rotación de conexiones parcialmente restringidas.

Rigidez de la Conexión. Debido a que la conexión manifiesta un comportamiento no lineal incluso a bajos niveles momento-rotación, la rigidez inicial de la conexión K_i (mostrada en la figura C-B3.2) no caracteriza adecuadamente la respuesta de la conexión a niveles de servicio. Además, muchos tipos de conexiones no exhiben una rigidez inicial confiable, o existe sólo en un rango muy pequeño momento-rotación. La rigidez secante K_s a nivel de cargas de servicio, se suele tomar como una propiedad índice de la rigidez de la conexión. Específicamente, $K_s = M_s / \theta_s$ donde M_s y θ_s son el momento y la rotación respectivamente, a nivel de cargas de servicio. En la discusión a continuación, L y EI son el largo y la rigidez a flexión de la viga, respectivamente.

Si $K_s L / EI \geq 20$, entonces es aceptable considerar la conexión completamente restringida (en otras palabras, capaz de mantener los ángulos entre los miembros). Si $K_s L / EI \leq 2$, entonces es aceptable considerar la conexión como simple (en otras palabras, rota sin desarrollar momento). Las conexiones cuyas rigideces están entre estos dos límites son parcialmente restringidas y la rigidez, resistencia y ductilidad de la conexión debe ser considerada en el diseño (León, 1994). Ejemplos de curvas de respuesta de conexiones FR, PR y simples se muestran en la Figura C-B3.3. El punto señalado como θ_s refleja el nivel de carga de servicio y consecuentemente la rigidez secante.

Resistencia de la Conexión. La resistencia de una conexión es el momento máximo M_n que es capaz de admitir, tal como se muestra en la Figura C-B3.2. La resistencia de una conexión puede ser determinada sobre la base de un modelo del estado límite último de la conexión o mediante un ensayo de laboratorio. En el caso de que la curva momento-curvatura no exhiba una carga máxima, la resistencia puede ser tomada como el momento correspondiente a una rotación de 0.02 radianes (Hsieh y Deierlein, 1991; León, Hoffman y Staeger, 1996).

Es también útil, definir un límite inferior a la resistencia, bajo el cual la conexión puede ser tratada como conexión simple. Las conexiones que transmiten menos del 20% del momento plástico de la viga a un a rotación de 0.02 radianes pueden ser consideradas, para efectos de diseño, como que no presentan resistencia a flexión. Sin embargo, debería reconocerse que la resistencia adicional aportada por muchas conexiones débiles puede ser importante en relación a la resistencia aportada por unas pocas conexiones fuertes (FEMA, 1997).

En la Figura C-B3.3, el punto M_n , indica la resistencia máxima asociada a una rotación θ_n . El círculo θ_n representa la máxima capacidad de rotación. Es preciso notar que es posible que una conexión FR tenga una resistencia inferior a la resistencia de la viga. También es posible que una conexión PR alcance una resistencia mayor que la resistencia de la viga.

La resistencia de la conexión debe ser adecuada para resistir las demandas de momento que involucran las cargas de diseño.

Ductilidad de la Conexión. Si la resistencia de la conexión excede sustancialmente el momento plástico de la viga, la ductilidad del sistema estructural es controlada por la viga y la conexión puede ser considerada elástica. Si la resistencia de la conexión sólo excede marginalmente el momento plástico de la viga, entonces la conexión puede experimentar importantes deformaciones inelásticas antes que la viga desarrolle toda su resistencia.

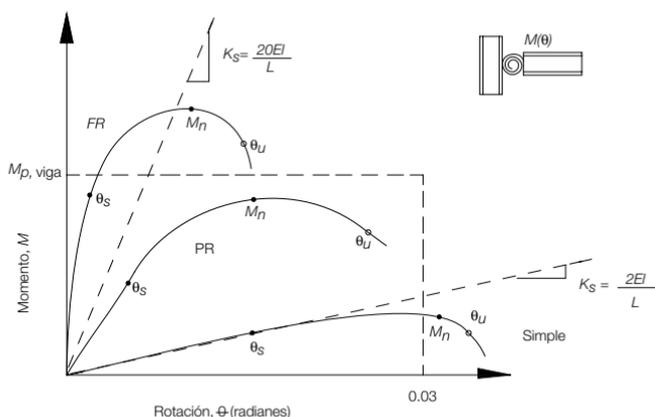


Figura C-B3.3. Clasificación de la curva de respuesta momento-rotación de conexiones totalmente restringidas (FR), parcialmente restringidas y simples.

Cuando la resistencia de la viga excede la resistencia de la conexión, las deformaciones se concentran en la conexión. La demanda de ductilidad de la conexión dependerá de cada aplicación particular. Por ejemplo, la demanda de ductilidad para un marco arriostrado en una zona no sísmica será normalmente menor que la demanda de ductilidad en una zona sísmica. Las demandas de ductilidad de rotación para diseño sísmico, dependen del sistema estructural (AISC, 2002).

La capacidad de rotación, θ_u , se puede definir a partir de la Figura C-B3.2, como la rotación de la conexión en el punto donde: (a) el momento resistente de la conexión ha caído a $0.8M_n$ o (b) la conexión se ha deformado más de 0.03 radianes. El segundo criterio se aplica a conexiones que pueden alcanzar deformaciones importantes, sin degradación de resistencia. No es prudente confiar en estas grandes rotaciones en el diseño.

La capacidad de rotación, θ_u , debería ser comparada con la rotación requerida en el estado límite resistente, determinada mediante un análisis que tome en cuenta el comportamiento no lineal de la conexión. (Notar que para el diseño de acuerdo con el método ASD, la rotación requerida en el estado límite resistente debería determinarse mediante análisis que amplifiquen 1.6 veces las combinaciones de cargas ASD). En ausencia de un análisis más preciso, se considera adecuada una capacidad de rotación de 0.03 radianes. Esta rotación es igual a la capacidad de rotación mínima especificada en las disposiciones sismorresistentes, para una unión viga-columna de marcos especiales (AISC, 2002). Muchas conexiones del tipo PR, tales como las de ángulos de cabeza y de asiento, satisfacen este criterio.

Análisis Estructural y Diseño. Cuando una conexión clasifica como PR, las características relevantes en la respuesta de la conexión deben ser incluidas en el análisis de la estructura para determinar las fuerzas en la conexión y en los miembros. En consecuencia, las conexiones PR requieren, primero, que las características momento-rotación de la conexión sean conocidas, y segundo, que estas características sean incorporadas en el análisis y diseño de los miembros.

Curvas típicas momento-rotación para diferentes conexiones PR se encuentran disponi-

bles en diversas bases de datos por ejemplo, Goverdhan (1983); Ang y Morris (1984); Nethercot (1985); y Kishi y Chen (1986)]. Especial cuidado debe prestarse cuando se utilizan curvas momento-rotación tabuladas, que no pueden ser extrapoladas a tamaños o condiciones diferentes de las condiciones usadas para desarrollar la base de datos, pues los modos de falla que controlan pueden ser diferentes (ASCE *Task Committee on Effective Length*, 1997). Cuando las conexiones a modelar no caen en el rango de las bases de datos, es posible determinar las características de la respuesta mediante ensayos, mediante modelos sencillos de componentes o mediante estudios de elementos finitos (FEMA, 1995). Ejemplos de procedimientos para modelar el comportamiento de conexiones se encuentran en la literatura (Bjorhovde, Brozzetti y Colson, 1998; Chen y Lui, 1991; Bjorhovde, Colson, Haaijer y Stark, 1992; Lorenz y otros, 1993; Chen y Toma, 1994; Chen, Goto y Liew; 1995; Bjorhovde, Colson y Zandonini, 1996; León, Hoffman y Staeger, 1996; León y Easterling, 2002).

El grado de refinamiento del análisis depende del problema a resolver. Usualmente, el diseño de construcciones con conexiones de tipo PR requiere un análisis para el estado límite de servicio y otro análisis para el estado límite resistente. En el primer caso es suficiente usar resortes lineales con rigideces dadas por K_s (ver Figura C-B3.2), si la resistencia demandada a la conexión está bastante bajo la capacidad resistente de la conexión. Cuando se aplican las combinaciones de carga de los estados límite resistentes, se necesita un procedimiento más cuidadoso, de manera que las propiedades supuestas en el análisis sean consistentes con las propiedades de respuesta de la conexión. El comportamiento es no lineal y los momentos aplicados son cercanos a la resistencia de la conexión. En especial, es necesario considerar la no linealidad de la conexión debido a los momentos de segundo orden y otras verificaciones de la estabilidad. (ASCE *Task Committee on Effective Length*, 1997).

7. **Diseño para Condiciones de Servicio**

La Sección B3.7 muestra la nomenclatura a usar en el Capítulo L, Diseño para el Estado Límite de Servicio.

8. **Diseño para Acumulación de Agua**

Este punto de la Especificación se refiere a la retención de agua debida solamente a la deformación de los marcos que sustentan techos planos. La cantidad de agua dependerá de la flexibilidad del marco. La falta de rigidez de los marcos puede originar que el peso del agua acumulada produzca el colapso del techo. El problema puede llegar a ser catastrófico cuando la mayor cantidad de agua aumenta la deflexión y esta incrementa la capacidad de acumulación hasta producir el colapso del techo. El Anexo 2, presenta disposiciones detalladas para determinar la estabilidad y resistencia de la estructura cuando se produce acumulación de agua.

9. **Diseño para Fatiga**

La Sección B3.9 muestra la nomenclatura a usar en el Anexo 3, Diseño para Fatiga.

10. Diseño para Condiciones de Incendio

La Sección B3.10 muestra la nomenclatura a usar en el Anexo 4, Diseño Estructural para Condiciones de Incendio. Los Ensayos de Calificación son una alternativa aceptable para diseñar mediante un análisis que provea resistencia al fuego. Los documentos usados como base son ASCE/SFPE Standard 28 (ASCE, 1999), ASTM Standard E119 (ASTM, 2000) y documentos similares.

11. Diseño para Efectos de la Corrosión

Las condiciones ambientales pueden deteriorar los miembros de acero. Este deterioro puede manifestarse como corrosión externa, visible a la inspección o cambios que reducen la resistencia pero que no se pueden detectar. El diseñador debería ser capaz de reconocer estos problemas, ya sea incluyendo factores de tolerancia debido al daño que provoca la corrosión en el diseño o especificando sistemas de protección adecuados (por ejemplo pinturas de recubrimientos, protección catódica) y/o planificando programas de mantención que eviten que el problema ocurra.

En el caso de secciones HSS, es difícil inspeccionar la zona interna, debido a ello ha habido una preocupación especial en el caso de estas secciones. Sin embargo, una buena práctica de diseño, puede eliminar el problema y con él la necesidad de dar una protección demasiado cara. La corrosión ocurre en presencia de oxígeno y agua. De esta manera en un edificio cerrado, es improbable que haya suficiente renovación de humedad como para causar una corrosión severa. En consecuencia, la protección contra la corrosión interior en secciones HSS se puede controlar evitando la exposición al agua.

Cuando se sellan las secciones HSS, la corrosión no puede progresar más allá del punto en el cual el oxígeno o la humedad necesaria para que la oxidación química ocurra, se consumen (AISI, 1970).

La profundidad de la oxidación es insignificante si el proceso de corrosión es detenido, incluso en presencia de una atmósfera corrosiva al instante de sellado. Cuando hay pequeñas aberturas en las conexiones, la humedad y el aire pueden penetrar a la sección HSS por acción capilar o debido a la aspiración ocasionada por el vacío parcial creado cuando la sección HSS es enfriada rápidamente (Blodgett, 1967). Esto último puede evitarse si se igualan las presiones en la ubicación de las perforaciones, lo que imposibilita el flujo gravitacional del agua al interior de la sección HSS.

Aquellas situaciones en las cuales se recomienda aplicar un criterio conservador dando una capa protectora a la superficie interna de la sección HSS, incluyen: (1) secciones HSS abiertas en las cuales es posible que ocurran cambios en el volumen de aire debido a la ventilación o flujo de agua; y (2) secciones HSS abiertas sujetas a gradientes térmicos que puedan producir condensación.

Las secciones HSS llenadas parcial o totalmente con concreto no deberían ser selladas. En ambientes expuestos a incendios, la evaporación del agua del concreto puede crear suficiente presión como para reventar una sección HS sellada. Debe cuidarse de mantener agua en las secciones HSS durante o después de la construcción, pues la expansión propia del congelamiento puede crear presión suficiente para reventar un perfil HSS.

En el caso de secciones galvanizadas, los cambios rápidos de presión que ocurren durante el proceso de galvanizado, tienden a reventar las secciones HSS, por lo que no se considera apropiado un sellado completo.

12. Espesor de Diseño de Secciones Tubulares (HSS)

Las tolerancias de la norma ASTM A500, permiten espesores de pared no mayores que $\pm 10\%$ del valor nominal. Dado que tanto las planchas como los flejes a los cuales se les aplica la soldadura por resistencia eléctrica (ERW) de la sección HSS son fabricados con tolerancias de espesor menores, los fabricantes producen secciones ERW HSS en los Estados Unidos con espesores de pared cercanos a la cota inferior límite de espesor de la pared. Debido a esto el AISC y el Instituto Norteamericano de Tubos de Acero (STI) recomiendan el uso de 0.93 veces el espesor de pared para cálculos de ingeniería que requieren usar propiedades de diseño de secciones ERW HSS. Este resultado en términos de variación de peso (masa) resulta similar al encontrado en otras secciones de perfiles estructurales. Secciones HSS al arco sumergido (SAW) se fabrican con espesores de pared cercanos al valor nominal por lo que no es necesario aplicar a ellas una reducción. El espesor de diseño así como las propiedades de la sección calculadas con estos espesores han sido tabulados en varias publicaciones tanto del AISC como del STI desde 1997.

B4. CLASIFICACION DE LAS SECCIONES SEGÚN PANDEO LOCAL

Para efectos de esta especificación, las secciones de acero se dividen en secciones compactas, secciones no compactas y secciones con elementos esbeltos. Las secciones compactas son capaces de desarrollar una distribución de tensiones completamente plástica y poseen una capacidad de rotación de aproximadamente 3 antes del inicio del pandeo local (Yura, Galambos y Ravindra, 1978). Las secciones no compactas pueden desarrollar fluencia parcial de los elementos comprimidos antes que ocurra el pandeo local, pero no son aptas para resistir pandeo local inelástico a los niveles de deformación necesarios para formar una distribución plástica de tensiones en toda la sección. Las secciones formadas por elementos esbeltos poseen uno o más elementos comprimidos que pandean elásticamente antes de alcanzar el límite de fluencia en la sección.

Razones Ancho-Espesor Límites. La línea divisoria entre secciones compactas y no compactas es la razón ancho-espesor límite λ_p . Para que una sección califique como compacta, todos sus elementos comprimidos deben tener relaciones ancho-espesor menores o iguales a la razón límite ancho-espesor λ_p .

Un segundo límite a la razón ancho-espesor es el valor λ_r , que representa la línea divisoria entre secciones no compactas y secciones esbeltas. En la medida en que ningún elemento comprimido exceda el valor límite λ_r , la resistencia no quedará controlada por el pandeo local elástico. Sin embargo en aquellos casos en los cuales la razón ancho-espesor excede λ_r , la resistencia al pandeo local elástico debe ser considerada. Los procedimientos de diseño de estas secciones con elementos esbeltos se presentan en la Sección E7 para miembros en compresión axial pura, y en las Secciones F3.2, F5.3, F6.2, F7.2, F8.2, F9.3 y F10.3 para vigas que tienen placas esbeltas en su sección transversal.

Los valores de λ_p y λ_r especificados en la Tabla B4.1 son similares a los de la Especificación 1989 (AISC, 1989) y la Tabla 2.3.3.3 de Galambos (1978), excepto que el valor

$\lambda_p = 0.38\sqrt{E/F_y}$, dado en Galambos (1978) para vigas indeterminadas en las cuales los momentos se determinan mediante análisis elástico y para vigas determinadas, fue adoptado para todas las condiciones de acuerdo con Yura y otros (1978).

En el caso de capacidades de rotaciones inelásticas mayores que las dadas por los valores límites λ_p dados en la Tabla B4.1, en el caso de estructuras en zonas de alta sismicidad, debe consultarse la Sección 8 de la AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005).

Alas de Secciones I Fabricadas. Para Secciones I Fabricadas sometidas a compresión axial (Caso 4 de la Tabla B4.1), el criterio de pandeo local de las alas ha sido modificado para incluir la interacción ala-ala. El valor k_c en el límite λ_r y en las ecuaciones E7-7 a E7-9 es el mismo usado para elementos en flexión en las ecuaciones F3-2 y F5-9. La teoría indica que la interacción ala-ala en compresión axial es al menos tan severa como en flexión. Las secciones laminadas están excluidas de esta disposición debido a que no hay secciones estándar con proporciones en las cuales pudiera ocurrir interacción. En las secciones fabricadas en las cuales la interacción produce reducción en la resistencia al pandeo local del ala, es probable que el alma sea también un elemento delgado atiesado.

El factor k_c toma en cuenta la interacción del ala y del alma en el pandeo local demostrada en los experimentos publicados por Johnson (1985). El límite máximo de 0.76 corresponde a $F_{cr} = 0.69 E/\lambda^2$ usado como resistencia al pandeo local en las ediciones tanto de las Especificaciones ASD como LRFD. Se requiere una relación $h/t_w = 27.5$ para alcanzar $k_c = 0.76$. La restricción completa de un elemento comprimido no atiesado corresponde a $k_c = 1.3$, mientras que cuando no hay restricción $k_c = 0.42$. Debido a la interacción alma-ala es posible obtener $k_c < 0.42$ al aplicar la nueva fórmula para k_c .

Si $h/t_w > 5.70\sqrt{E/F_y}$ se usará en la ecuación para k_c , que $h/t_w = 5.70\sqrt{E/F_y}$ corresponde al límite 0.35.

Almas en Flexión. En la Tabla B4.2, Caso 11, para secciones I de alas desiguales, se presentan nuevas fórmulas para λ_p . Estas disposiciones están basadas en un trabajo de investigación publicado por White (2003).

Secciones HSS Rectangulares en Compresión. Los límites para las paredes de secciones rectangulares en compresión uniforme (Caso 12 de la Tabla B4.1) son los mismos que han sido usados en las Especificaciones AISC desde 1969. Ellos están basados en el trabajo de Winter (1968), donde se encontró que los elementos comprimidos adyacentes de secciones cajón de espesor uniforme no aportaban una restricción torsional significativa en las esquinas conectadas. El límite λ_p para análisis plástico fue adoptado de *Limit States Design of Steel Structures* (CSA, 1994). Los límites de esbeltez del alma son los mismos usados para almas de secciones de ala ancha.

En zonas de alta sismicidad, las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* proponen valores menores que λ_p sobre la base de ensayos (Lui y Goel, 1987) que han demostrado que los arriostramientos fabricados con secciones HSS rectangulares, sometidos a cargas axiales cíclicas fallan frágilmente en fractura al cabo de unos pocos ciclos si ocurre pandeo local. Esto ha sido confirmado por otros ensayos (Sherman, 1995), en los cuales los arriostramientos de secciones HSS rectangulares superaban los 500 ciclos

cuando no ocurría pandeo local, incluso habiendo ocurrido el pandeo global de la columna, pero fallaban con menos de 40 ciclos cuando se desarrollaba una falla de pandeo local. El valor de λ_p sísmico está basado en ensayos (Lui y Goel, 1987) de secciones HSS que tenían una pequeña relación b/t de manera que los arriostramientos se comportaban satisfactoriamente en el caso de miembros con esbelteces de columna razonables. El llenado de la sección HSS rectangular con concreto pobre (concreto mezclado con una baja proporción de cemento) ha demostrado que es suficiente para rigidizar las paredes de la sección HSS y mejorar el desempeño cíclico.

Secciones HSS Rectangulares en Flexión. Hay un cambio significativo respecto de las ediciones anteriores en el límite compacto de almas de secciones HSS rectangulares en flexión (Caso 13 de la Tabla B 4.1). El valor usado anteriormente de $\lambda_p = 3.76\sqrt{E/F_y}$ se redujo a $\lambda_p = 2.42\sqrt{E/F_y}$. Este cambio es el resultado de los ensayos realizados por Wilkinson y Hancock (1998 y 2002) en los cuales se demostró que las vigas de sección HSS cuya geometría estaba de acuerdo con el primer límite de sección compacta tenían una escasa capacidad de rotación disponible y resultaban incapaces de alcanzar el objetivo de una capacidad de rotación de 3.

Secciones HSS Circulares en Compresión. El límite λ_r para secciones HSS circulares en compresión (Caso 15 de la Tabla B4.1) se usó primero en la Especificación ASD 1978, la recomendación fue hecha por Schilling (1965) basado en un trabajo de Winter (1968). El mismo límite fue usado también para definir una sección compacta en flexión en la Especificación ASD 1978. Sin embargo, los límites para λ_p y λ_r fueron cambiados en la Especificación LRFD 1986 basados en un trabajo experimental en secciones HSS circulares en flexión (Sherman, 1985; Galambos, 1998). Schilling (1965), también recomendó excluir el uso de HSS redondos con $D/t > 0.45 E/F_y$.

La Sección E7.2 (c), siguiendo las recomendaciones del SSRC (Galambos, 1998) y la metodología usada en otras secciones con elementos comprimidos esbeltos, usa un factor Q para tomar en cuenta la interacción entre el pandeo local y global de columnas de secciones redondas. El factor Q es la razón entre la tensión crítica de pandeo local y la tensión de fluencia. La tensión crítica de pandeo local para secciones redondas es tomada de las disposiciones AISI basadas en la acción inelástica (Winter, 1970) y están basados en ensayos realizados en cilindros fabricados y manufacturados. Ensayos posteriores realizados en cilindros fabricados (Galambos, 1998) confirman que esta ecuación es conservativa.

Secciones HSS Circulares en Flexión. El elevado valor del factor de forma de los tubos circulares (Caso 15 de la Tabla B4.1) hace poco práctico usar los mismos límites de esbeltez para definir las regiones de comportamiento para tipos diferentes de carga. Los valores de λ_p para secciones compactas que pueden desarrollar el momento plástico y los valores de λ_r para flexión de la Tabla B4.1, están basados en el análisis de los resultados de ensayos correspondientes a varios proyectos que involucran flexión de secciones HSS circulares en una región de momento constante (Sherman y Tanavde, 1984; Galambos, 1998). El mismo análisis produjo la ecuación que define la capacidad de momento inelástico en la Sección F7. Sin embargo, se requiere un valor más restrictivo de λ_p para evitar que el pandeo local inelástico limite la capacidad de rotación plástica que se necesita para formar un mecanismo en una sección HSS redonda (Sherman, 1976).

Los valores de λ_r para compresión axial y flexión están basados en ensayos. El primer valor se usó en las especificaciones para edificaciones del año 1968 (Winter, 1970). La Sección F8, también limita la razón D/t para cualquier sección redonda a $0.45E/F_y$. Más allá de este límite, la resistencia al pandeo local disminuye rápidamente, lo que torna poco práctico usar estas secciones en la construcción de edificaciones.

B5. FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD

La Sección B5 muestra la nomenclatura a usar en el Capítulo M sobre fabricación, montaje y control de calidad.

B6. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

La Sección B6 muestra la nomenclatura a usar en el Anexo 5 sobre la evaluación de estructuras existentes.

CAPÍTULO C

ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTABILIDAD

El capítulo C está dirigido a los requisitos de análisis y diseño por estabilidad para edificios de acero y estructuras similares. El Capítulo ha sido reorganizado en relación a las especificaciones anteriores, en dos partes: la Sección C1 describe los requisitos generales para estabilidad y los requisitos específicos de estabilidad de miembros individuales (por ejemplo, vigas, columnas, arriostramientos) y para sistemas incluyendo marcos rígidos, marcos arriostrados, muros de corte, sistemas de marcos gravitacionales y sistemas combinados. La Sección C2 está orientada al cálculo de las resistencias requeridas incluyendo la definición de los métodos de análisis considerados aceptables y las restricciones específicas en los procedimientos de análisis y diseño. Al final de este capítulo de comentarios se presenta una discusión del factor de longitud efectiva, K , la tensión crítica de pandeo de columnas, F_e , y los métodos asociados para el análisis del pandeo.

C1. REQUISITOS DEL DISEÑO PARA ESTABILIDAD

1. Requisitos Generales

La estabilidad de las estructuras debe ser considerada desde una perspectiva de la estructura como un todo, incluyendo no sólo los miembros comprimidos, deben considerarse también las vigas, los sistemas de arriostramientos y las conexiones. Debe proveerse de estabilidad a los componentes individuales. La literatura técnica ha prestado considerable atención a esta materia y a los diferentes métodos disponibles para proveer de estabilidad (Galambos, 1998). Todos los métodos de análisis y ecuaciones para resistencia de las componentes se encuentran inexorablemente interrelacionadas. Tradicionalmente, los efectos de las inevitables imperfecciones geométricas (dentro de las tolerancias de fabricación y montaje), y la fluencia distribuida en los estados límite resistentes (incluidas las tensiones residuales) están considerados solamente en las ecuaciones que definen la resistencia del miembro. Consecuentemente, el análisis estructural se realiza usando la geometría nominal de la estructura no deformada y la rigidez elástica. Esta especificación, en su metodología tradicional está orientada, al denominado en este comentario Método de Longitud efectiva, pero también se presenta un nuevo método denominada Método de Análisis Directo, en el Anexo 7. El Método de Análisis Directo incluye valores nominales de imperfecciones geométricas y efectos de reducción en la rigidez directamente en el análisis estructural. Tanto en el Método de Longitud efectiva como en el Método de Análisis Directo, el análisis estructural por sí mismo no es suficiente para proveer estabilidad a la estructura como un todo. La estabilidad global de la estructura así como la estabilidad de sus miembros individuales es suministrada por la combinación del cálculo de la resistencia requerida mediante análisis estructural y el cumplimiento de las disposiciones de diseño de miembros y conexiones dadas por esta especificación.

En términos generales, es esencial realizar un análisis acucioso de segundo orden de la estructura. El análisis debiera considerar la influencia de los *efectos de segundo orden* (incluidos efectos $P - \Delta$ y $P - \delta$ tal como se muestra en la Figura C-C1.1) y las deforma-

ciones de flexión, corte y esfuerzo axial. Los métodos de análisis más rigurosos, permiten formulaciones más simples de modelos de estados límite. Uno de tales ejemplos puede encontrarse en el Anexo 7, donde el nuevo Método de Análisis Directo es presentado como un método alternativo que permite mejorar y simplificar el diseño para estabilidad. En este caso, al incluir las imperfecciones geométricas y los efectos de la reducción de rigidez de los miembros directamente en el análisis, se permite el uso de $K=1.0$ para el cálculo de la resistencia de la columna en el plano, P_n , dentro de las ecuaciones de interacción viga-columna del Capítulo H. Esta simplificación se puede aplicar porque el Método de Análisis Directo entrega un mejor estimador de los efectos de la carga verdadera en la estructura. Por el contrario, el Método de Longitud efectiva, incluye los efectos anteriores indirectamente en las ecuaciones de resistencia del miembro.

2. Requisitos de Diseño para la Estabilidad de los Elementos

Los Capítulos E a I contienen las disposiciones necesarias para satisfacer la estabilidad del miembro (en otras palabras las resistencias disponibles), dados los efectos de carga obtenidos a partir del análisis estructural para condiciones específicas de arriostramientos supuestas en el cálculo de las resistencias de los miembros. Cuando los miembros descansan en los arriostramientos que no forman parte del sistema resistente a cargas laterales, para definir la longitud no arriestrada de vigas y columnas, estos arriostramientos deberán tener suficiente resistencia y rigidez para controlar los movimientos del miembro en los puntos de arriostramiento. El Anexo 6 contiene todos los requisitos para arriostramientos que fueron incluidos previamente en el capítulo C de la Especificación LRFD del año 1999 (AISC, 2000b). Se incluyen en el Capítulo C los requisitos de diseño para arriostramientos que son parte del sistema resistente a cargas laterales (es decir, arriostramientos incluidos en el análisis de la estructura).

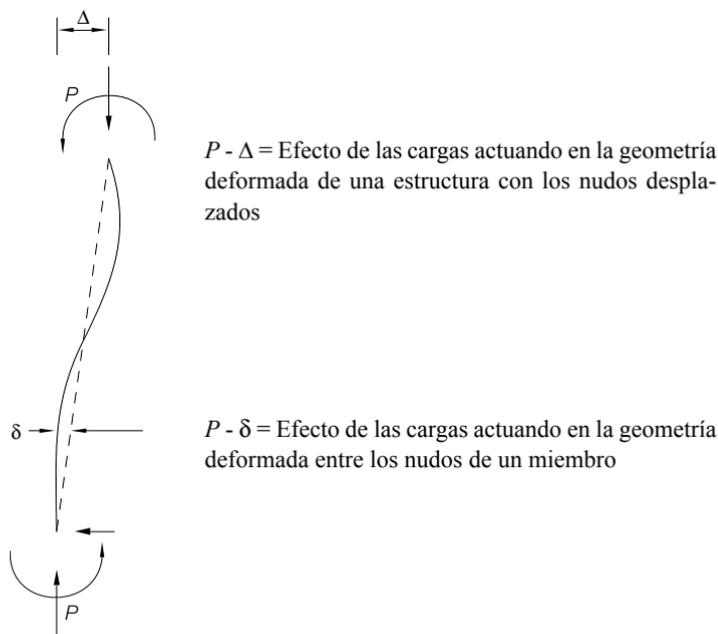


Fig. C-C1.1 Efecto $P-\Delta$ y $P-\delta$ en vigas-columnas.

3. Requisitos de Diseño para la Estabilidad del Sistema Estructural

La estabilidad lateral puede ser suministrada mediante *marcos arriostrados*, *muros de corte*, *marcos rígidos* o cualquier otro sistema resistente a *cargas laterales* equivalente. Cuando se usan sistemas mixtos es importante considerar las fuerzas de transferencia entre sistemas, y al efecto desestabilizante debido a las cargas verticales transmitidas por los miembros que no son parte del sistema resistente a cargas laterales. (Por ejemplo, columnas colgadas – leaning columns).

3a. Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros de Corte

En los sistemas de marcos arriostrados, se permite diseñar las columnas, vigas y elementos diagonales suponiendo que el sistema se comporta como enrejado vertical en voladizo, formados de elementos simplemente conectados, ignorando cualquier momento secundario en el sistema. El *factor de longitud efectiva*, K , de las componentes del marco arriostrado se toma normalmente como 1.0, a menos que pueda justificarse un valor más pequeño mediante análisis y el diseño tanto del miembro como de la conexión sea consistente con esta suposición. El uso de un factor K menor que 1.0, se discute más adelante al final de este capítulo de comentarios.

3b. Sistemas de Marcos Rígidos

En marcos rígidos o de momento, la rigidez a flexión se sustenta esencialmente en la rigidez de las uniones viga-columna, las deformaciones de corte pueden producir reducciones importantes en la rigidez y deberían ser consideradas, especialmente cuando los vanos entre columnas son pequeños y los miembros son de gran canto. El diseño de todas las columnas y vigas-columnas debe basarse en una longitud efectiva KL , mayor que el largo verdadero, determinado según se especifica en C2, excepto lo indicado en la Sección C2.2a (4), Sección C2.2b y Anexo 7. El Método de Análisis Directo del Anexo 7, al igual que las provisiones de las Secciones C2.2a (4) y C2.2b, entregan los medios para dimensionar columnas con $K=1.0$.

3c. Sistemas de Marcos Gravitacionales

Las columnas en los sistemas de marcos gravitacionales pueden ser diseñadas como doblemente rotuladas con $K=1.0$. Sin embargo, el efecto desestabilizante (efecto $P - \Delta$) de las cargas gravitacionales en todas las columnas y la transferencia de las cargas desde estas columnas al sistema resistente a cargas laterales, debe ser tomado en cuenta para el diseño del sistema resistente a cargas laterales. Los métodos para incluir los efectos de estas columnas estáticas en el diseño del sistema resistente a cargas laterales son discutidos en la Sección C2 de los Comentarios.

3d. Sistemas Mixtos

Cuando se usan sistemas mixtos, el análisis estructural debe determinar las cargas laterales para cada uno de los sistemas y la transferencia de cargas entre ellos. Deben tenerse presente las variaciones en la rigidez inherente a los muros de concreto o albañilería según sea el grado de agrietamiento posible. Esto se aplica tanto a las combinaciones de cargas de los estados límites de servicio como a las combinaciones de carga aplicables a

los estados límite resistentes. Es prudente que el ingeniero estructural considere un rango de rigideces posibles, orientado a incluir efectos de retracción, creep, e historia de carga que dejen cubierto todo comportamiento posible y permita dotar de resistencia suficiente a todos los elementos de conexión entre sistemas. Una vez que las cargas han sido determinadas, el diseño debe satisfacer los requisitos para cada uno de los sistemas respectivos.

C2. CÁLCULO DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS

Esta especificación reconoce una variedad de procedimientos de análisis y diseño para determinar la respuesta del sistema resistente a cargas laterales. Esto incluye el uso de métodos inelásticos y plásticos de segundo orden con uso de programas de computación especializados, factores de longitud efectiva usados en conjunto con análisis de segundo orden, el Método Directo de Análisis y métodos simplificados que aplican análisis elástico de primer orden apropiado para cálculos manuales. La Sección C2 presenta diferentes metodologías de análisis de uso común y define ciertas restricciones que deben ser aplicadas al análisis y diseño con cada método de manera de entregar un proyecto seguro.

1. Métodos de Análisis de Segundo Orden

Algunas de las diferencias claves entre la *Especificación LRFD 1999* (AISC, 2000b) y esta Especificación se refiere a los requisitos mínimos de rigidez y resistencia de los marcos de acero. Las disposiciones de la norma AISC (2000b) establecen los siguientes requisitos sólo para marcos arriostrados:

- (1) Resistencia mínima de los arriostramientos:

$$P_{br} = 0.004 \sum P_u$$

- (2) Rigidez mínima de los arriostramientos:

$$\beta_{br} = 2 \sum P_u / (\phi L) \text{ donde } \phi = 0.75$$

Al sustituir la rigidez mínima exigida al arriostramiento, β_{br} en la ecuación para B_2 , [Ecuación C1-4 en AISC (2000b), donde $\beta_{br} = \sum H / \Delta_{oh}$], se observa que la exigencia anterior de una rigidez mínima al arriostramiento es equivalente a la condición $B_2 \leq 1.6$. La fuerza mínima en el arriostramiento, $P_{br} = 0.004 \sum P_u$, es la fuerza que se obtendría realizando un análisis elástico de primer orden a nivel de la carga resistente, incluyendo una excentricidad inicial de 0.002 veces la altura del piso, L , y suponiendo una amplificación por efectos de segundo orden de 2.0. La amplificación de 2.0 se determina usando $\beta_{br} = 2 \sum P_u / (\phi L)$ en la ecuación para B_2 , pero sin incluir el factor ϕ en la rigidez.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u \Delta_{oh}}{\sum H L}} = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\beta_{br} L}} \quad (\text{C-C2-1})$$

A diferencia de esto, esta Especificación impone una rigidez mínima a todos los marcos mediante la aplicación de un valor de 1.5 a B_2 , a menos que se use el Método de Análisis Directo, más preciso, del Anexo 7. El Método de Análisis Directo incluye la influencia de imperfecciones geométricas nominales (por ejemplo, excentricidad) y reducciones de

rigidez debido a fluencia distribuida en el análisis, en cuyo caso los requisitos anteriores de rigidez y resistencia, son considerados de una manera directa. Establecer que B_2 en la ecuación anterior sea superior a 1.5 es equivalente a imponer una rigidez mínima de $\beta_{br} = 3\sum P_u / L$ que es 12% mayor que el valor requerido por el AISC (2000b) para sistemas arriostrados. El 12% de diferencia es consecuencia de establecer el límite de 1.5 a B_2 para todos los marcos diseñados sin el uso del Método de Análisis Directo que es mas preciso. Una discusión adicional acerca del límite superior a B_2 se presenta en el Anexo 7, Sección 7.3.

En esta especificación, se consideró exigir una carga virtual aditiva (“Notional Load”) de $0.002\sum Y_i$ en todas las combinaciones y para todos los valores de B_2 . Sin embargo, cuando $(\sum H + 0.002Y_i)/\sum H$ es cercano a 1.0 para todas las combinaciones de cargas laterales en SEI/ASCE 7 (ASCE 2002), y para $B_2 \leq 1.5$, por lo cual las fuerzas internas adicionales originadas por la aplicación de $0.002\sum Y_i$ en combinación con las cargas laterales requeridas son pequeñas y pueden despreciarse. En consecuencia, $0.002\sum Y_i$ se requiere como carga lateral mínima sólo en las combinaciones de cargas gravitacionales especificadas en la Sección C2.2a. A la inversa, para marcos con $B_2 > 1.5$, el efecto $P - \Delta$ asociado a las deformaciones laterales amplificadas por excentricidad inicial más las deformaciones laterales debidas a fluencia distribuida u otras causas accidentales pueden ser significativas a nivel de las cargas resistentes. En consecuencia, para estas estructuras sensibles a problemas de estabilidad se requiere el uso del Método Directo de Análisis presentado en el Anexo 7 con la aplicación de la carga virtual adicional de $N_i = 0.002\sum Y_i$.

1a. Análisis Elástico General de Segundo Orden

La Sección C2.1a establece que puede usarse cualquier método de análisis elástico de segundo orden que capture tanto el efecto $P - \Delta$ como el efecto $P - \delta$, cuando uno o ambos son importantes para una determinación precisa de las fuerzas internas. La amplificación mediante los tradicionales factores B_1 y B_2 definidos en la Sección C2.1b, de las fuerzas obtenidas mediante un análisis de primer orden es un procedimiento aproximado de análisis de segundo orden elástico. En síntesis, la sección establece que deben ser consideradas todas las deformaciones de flexión, corte y axiales que afecten significativamente la estabilidad de la estructura y sus componentes. En el Método Directo de Análisis, deben ser incluidos valores nominales de las imperfecciones geométricas y reducciones de rigidez debido a tensiones residuales en los miembros.

El Método Directo de Análisis es más sensible a la precisión del Análisis Elástico de Segundo Orden que el Método de Longitud efectiva. El Método Directo de Análisis puede ser usado en el análisis y diseño de todos los sistemas resistentes a cargas laterales. El Comentario al Anexo 7, Secciones 7.1 y 7.3 contiene indicaciones específicas de los requisitos necesarios para realizar un análisis elástico riguroso de segundo orden, y entrega problemas típicos que pueden ser usados para determinar cuando es apropiado o no el uso de un método específico de análisis. Los programas usados normalmente en el análisis debieran ser revisados con estos problemas tipo para verificar la precisión de los resultados y entender las limitaciones del programa en uso. Es también esencial para el ingeniero estructural la correcta aplicación de las restricciones propias de cada método de análisis que se use.

Es importante reconocer que los métodos tradicionales de análisis elástico, aun aquellos que consideren adecuadamente los efectos de segundo orden, están basados en la geometría sin deformar y en propiedades y rigideces nominales de los miembros. Las imperfecciones iniciales de la estructura tales como excentricidades, tolerancias de fabricación, cargas gravitacionales modeladas inadecuadamente, gradientes de temperatura en la estructura, asentamientos de fundaciones, etc., al igual que tensiones residuales y ablandamiento de la estructura en el estado límite resistente, combinados con efectos desestabilizantes de las cargas verticales aumentan la magnitud de los efectos de las cargas en la estructura por sobre los valores que predice el análisis tradicional. Es particularmente cierto para estructuras sensibles a presentar problemas de estabilidad, en presencia de cargas verticales importantes cuando las demandas de cargas laterales son bajas, que den como resultado resistencias laterales relativamente bajas. Los límites impuestos al factor B_2 en alguno de los métodos de análisis limitan la posibilidad de subestimar los efectos de las cargas en estructuras sensibles a presentar problemas de estabilidad. Hay que tener presente que B_2 puede ser determinado directamente como la razón del desplazamiento lateral de segundo orden al desplazamiento lateral de primer orden, $\Delta_{segundo\ orden}/\Delta_{primer\ orden}$ en cada piso de la estructura (definición apropiada cuando se realiza un análisis de segundo orden), o como se define en la ecuación C2-3 (definición apropiada cuando se realiza un análisis de primer orden amplificado). Esta subestimación de los efectos de las cargas es particularmente importante en el diseño de vigas que restringen marcos rígidos y arriostramientos en marcos arriostrados. En el Método de Longitud efectiva, la resistencia de la columna en el plano, P_n , toma en cuenta los efectos anteriores, incluyéndolos en el factor de longitud efectiva y en la curva de resistencia de la columna usada de la Sección E3. Sin embargo, el aumento en la magnitud de las fuerzas internas debido a estos efectos no es tomado en cuenta en las ecuaciones de diseño de otros miembros y conexiones. El Método Directo de Análisis del Anexo 7 no tiene estas deficiencias que presenta el Método de Longitud efectiva tradicional. En consecuencia, es recomendable su aplicación especialmente en estructuras sensibles a presentar problemas de estabilidad.

1b. Análisis de Segundo Orden Simplificado, mediante Amplificación de un Análisis Elástico de Primer Orden

La Sección C2.1b está orientada al método tradicionalmente empleado que se obtiene mediante la amplificación de los resultados de un análisis de primer orden, usado durante largo tiempo en esta especificación. Ha sido ampliado para ser usado en sistemas en los cuales la carga axial es predominante, tal como los marcos arriostrados, sistemas enrejados e igualmente en marcos rígidos. Cuando se usa adecuadamente, este método es un método aceptable de análisis elástico de segundo orden.

Este método de análisis de primer orden define factores de amplificación B_1 y B_2 que se aplican a las fuerzas y momentos de primer orden, de esta manera, se tiene una estimación de las solicitaciones de segundo orden. En el caso general, un miembro puede tener efectos de cargas de primer orden no necesariamente asociados a desplazamientos laterales los cuales son multiplicados por B_1 y los efectos de cargas asociados a desplazamientos de entrepisos son multiplicados por B_2 . El factor B_1 se necesita para estimar los efectos $P - \delta$ de los momentos que ocurren sin desplazamiento de entrepiso, M_{nt} , en miembros axialmente cargados, mientras que el factor B_2 se necesita para estimar los efectos $P - \Delta$ en los componentes de un marco rígido, arriostrado y/o un sistema mixto.

Los efectos $P - \Delta$ y $P - \delta$ se muestran gráficamente en la Figura C-C1.1 para una viga-columna. La amplificación de los diagramas de momentos debida a los factores B_1 y B_2 se muestra en la figura C-C2.1.

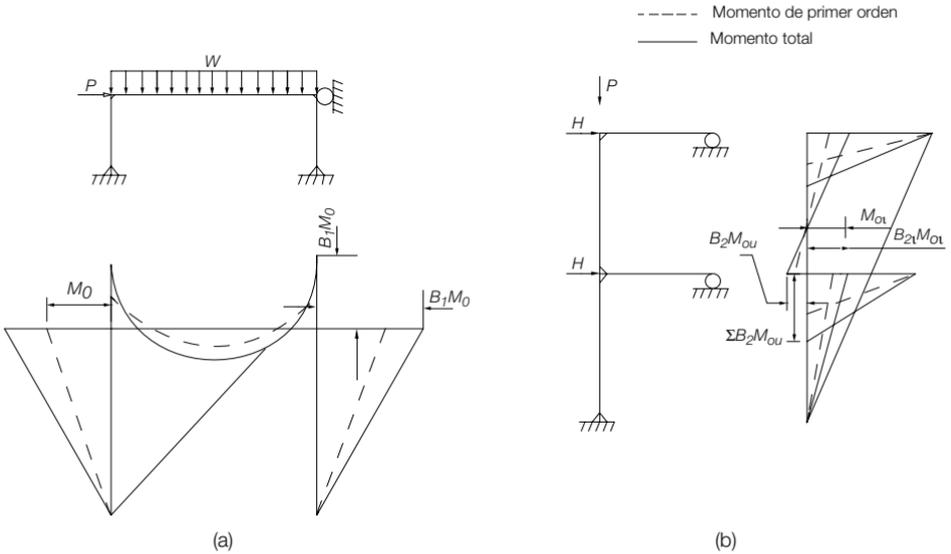


Fig. C-C2.1. Amplificación de momentos.

El factor B_2 se aplica sólo a las solicitaciones internas asociadas a desplazamientos de entrepiso y su cálculo se aplica a un entrepiso completo. En el caso de marcos de edificio diseñados con un desplazamiento de entrepiso limitado a un cierto valor Δ_H/L predeterminado, el factor B_2 puede establecerse antes del diseño de los miembros individuales, imponiendo este límite en la ecuación C2-6b.

Al determinar B_2 y los efectos de segundo orden en el sistema resistente a cargas laterales, es importante que Δ_H incluya no solo el desplazamiento de entrepiso en el plano del sistema resistente a cargas laterales, sino también un desplazamiento adicional en el diafragma de piso o de techo o en el sistema de marcos horizontales que pueda aumentar el efecto de volcamiento de las columnas vinculadas al piso o columnas estáticas (leaning columns). Debe considerarse el máximo desplazamiento o el desplazamiento promedio ponderado por las cargas que toman las columnas.

Los límites de los desplazamientos relativos pueden establecerse para el diseño de edificios de diferentes categorías, de modo que los efectos secundarios sean mínimos (ATC, 1978; Kanchanalai y Lu, 1979). Sin embargo, imponer un límite a los desplazamientos relativos no es suficiente para desprestigiar los efectos de estabilidad (Le Messurier, 1977).

Ambos tipos de momentos de primer orden, M_{nl} y M_{lt} , pueden ser inducidos por cargas gravitacionales. M_{nl} se define como el momento desarrollado en un miembro cuando el marco no tiene desplazamiento lateral. M_{lt} es el momento desarrollado en un miembro debido al desplazamiento lateral del marco. Cuando se requiere de una fuerza restrictiva significativa para prevenir el desplazamiento lateral de una estructura no simétrica o de una estructura simétrica, asimétricamente cargada, los momentos inducidos cuando se

libera la fuerza restrictiva contribuyen a los momentos M_{ll} . En la mayoría de los marcos simétricos este efecto será pequeño. Si el momento B_2M_{ll} es agregado algebraicamente a B_1M_{nt} que es el momento desarrollado cuando se restringe el desplazamiento lateral, tal como se define en la ecuación C2-1a, resulta un valor M_r razonable en la mayoría de los casos. Se recomienda realizar un análisis elástico riguroso de segundo orden para determinar en forma precisa las fuerzas internas cuando B_1 es mayor que 1.2. Los momentos extremos producidos por el desplazamiento lateral que ocurre debido a la acción del viento o sismo son siempre momentos M_{ll} . Es preciso tener presente que, en general, las fuerzas axiales deben también ser amplificadas de acuerdo con la ecuación C2-1b para marcos arriostrados y para marcos rígidos, aun cuando el efecto puede ser pequeño en el caso de muchos marcos rígidos de poca altura.

Cuando los momentos de primer orden son amplificadas por los factores B_1 y B_2 en miembros sometidos a compresión axial el equilibrio requiere que ellos sean balanceados por momentos en los miembros conectados (por ejemplo, ver la figura C-C2.1). Los momentos internos de segundo orden asociados en los miembros conectados pueden ser calculados satisfactoriamente en la mayoría de los casos amplificando los momentos en todos los miembros del sistema resistente a cargas laterales, en otras palabras, las columnas y vigas por sus correspondientes valores B_1 y B_2 .

Para vigas debe usarse el mayor valor B_2 de los entrepisos superior e inferior adyacentes. Las conexiones serán diseñadas para resistir los momentos nodales amplificadas. Alternativamente, la diferencia entre el momento amplificado y el momento de primer orden en la(s) columna(s) de una unión dada puede ser distribuido a cualquier otro momento miembro que resista momentos conectado al (los) miembro(s) comprimido(s) en proporción a la rigidez relativa de los miembros no comprimidos. A juicio del ingeniero los desbalances menores puede, ser despreciados. Este último método es considerablemente más tedioso que los métodos antes recomendados. Situaciones complejas, tales como las que ocurren cuando la amplificación en algunos miembros que se encuentran en una unión es grande, pueden requerir de un análisis elástico de segundo orden en lugar de un análisis de primer orden al cual se aplican los factores de amplificación.

En marcos rígidos y marcos arriostrados, P_n es controlado por la esbeltez máxima, independientemente del plano de flexión, si el miembro está sometido a una flexión biaxial significativa, o si la Sección H1.3 no se aplica. La Sección H1.3 es un método alternativo para verificar la resistencia de la viga-columna que permite separar la verificación en el plano de la verificación fuera del plano en aquellos miembros en los cuales la flexión en el plano del marco es predominante. Sin embargo, P_{e1} y P_{e2} expresados mediante las ecuaciones C2-5 y C2-6a son siempre calculados usando la esbeltez en el plano de flexión. Así, cuando en una viga-columna la flexión es sólo a respecto del eje más fuerte, esto puede significar el uso de dos esbelteces en los valores amplificados obtenidos del análisis de primer orden y en los cálculos del diseño.

El valor $R_M = 0.85$ en la ecuación C2-6b está basado en una cota superior aproximada de la influencia de los efectos $P - \Delta$ en la amplificación de los desplazamientos laterales en marcos rígidos de la práctica (Le Messurier, 1977).

Las fuerzas internas de segundo orden obtenidas mediante análisis separados no pueden ser combinadas mediante superposición, debido a que el análisis de segundo orden no es

lineal en todas las fuerzas axiales de la estructura. En consecuencia, es necesario realizar un análisis de segundo orden separado para cada una de las combinaciones de cargas consideradas en el diseño. Las fuerzas internas de primer orden, calculadas antes de la amplificación establecida en el procedimiento de la Sección C2.1b, pueden ser sobre impuestas para determinar las fuerzas internas totales de primer orden.

Cuando se presenta flexión respecto de los ejes x e y , la resistencia requerida a flexión, calculada respecto de ambos ejes, es amplificada por B_1 basada en los valores de C_m y P_{e1} de la ecuación C2-2 correspondiente al gradiente de momentos en la viga-columna y su esbeltez en el plano de flexión. Una amplificación similar por el factor B_2 en la resistencia requerida a flexión debe ocurrir para $\sum P_{e2}$ en la ecuación C2-3 correspondiente a la respuesta en el plano.

Las ecuaciones C2-2 y C2-4 se usan para aproximar los momentos máximos de segundo orden en miembros comprimidos sin desplazamiento relativo entre sus nudos y sin cargas transversales aplicadas en el tramo del miembro. La Figura C-C2.2a compara la expresión aproximada para C_m dada por la ecuación C2-4 con la solución teórica exacta para vigas-columnas sometidas a momentos en sus extremos (Chen y Lui, 1987). Esta figura muestra los valores aproximados y analíticos de C_m en función de la razón de momentos en los extremos M_1/M_2 para algunos niveles de P/P_e ($P_e = P_{e1}$ con $K=1$). La figura C-C2.2b muestra las soluciones analíticas y aproximadas correspondientes para el momento elástico máximo de segundo orden en el miembro, M_r , versus el nivel de carga axial, P/P_e , para varios valores de la relación de momentos en los extremos.

Para vigas-columnas con cargas transversales, el momento de segundo orden puede ser aproximado por:

$$C_m = 1 + \psi \left(\frac{\alpha P_r}{P_{e1}} \right) \quad (\text{C-C2.2})$$

Para miembros simplemente apoyados, donde:

$$\psi = \frac{\pi^2 \delta_0 EI}{M_0 L^2} - 1$$

δ_0 = deformación máxima debida a carga transversal, m (mm)

M_0 = momento máximo de primer orden en el miembro debido a carga transversal t-m (N-mm)

α = 1.0 (LRFD) o 1.6 (ASD)

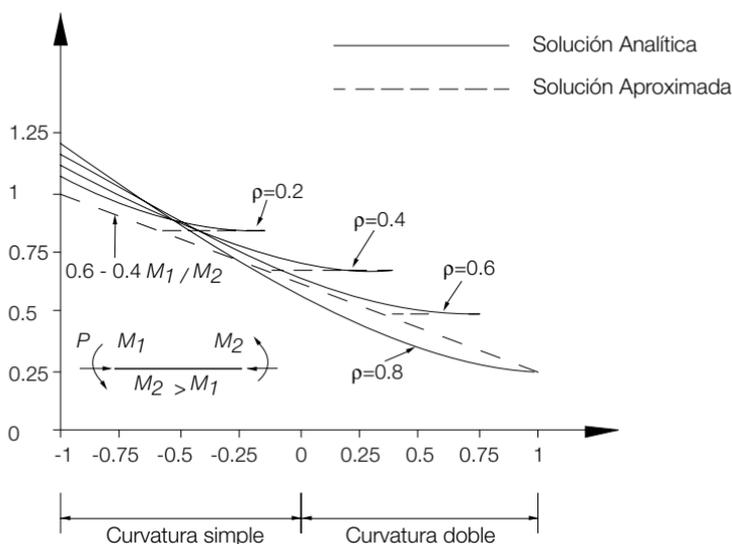


Fig C-C2.2a. Amplificación de momentos

Para extremos restringidos, en la Tabla C-C2.1 se presentan algunos casos límites junto a dos casos de vigas-columnas simplemente apoyadas (Iwankiw, 1984). Estos valores de C_m son siempre aplicados con el momento máximo del miembro. Para el caso de extremos restringidos, los valores de B_1 son más precisos si en el cálculo de P_{eI} se utiliza $K < 1.0$, correspondiente a las condiciones en los extremos de los miembros. En lugar de usar las ecuaciones anteriores se aplica conservadoramente $C_m = 1.0$ en todos los miembros cargados transversalmente. Puede demostrarse que el uso de $C_m = 0.85$ para miembros con extremos restringidos, indicado en anteriores especificaciones, puede en ocasiones resultar en una subestimación significativa de los esfuerzos internos. Debido a esto, se recomienda el uso de $C_m = 1.0$ como una aproximación simple conservadora para todos los casos de miembros cargados transversalmente.

2. Requisitos de Diseño

La Sección C2.2 contiene los requisitos para la aplicación de dos de los tres métodos de análisis y diseño elástico de los marcos resistentes a cargas laterales permitidos por esta Especificación: (a) diseño mediante análisis elástico de segundo orden; y (b) diseño mediante análisis elástico de primer orden. De acuerdo con todas las restricciones de estos métodos tal como se especifica, esta sección satisface los requisitos de la Sección C1.1. El Anexo 7 está dedicado al tercer método de análisis y diseño denominado Método Directo de Análisis. Los dos métodos detallados en esta sección establecen que la estructura debería ser analizada en la geometría nominal y con la rigidez elástica (EI , EA) de todos los miembros, lo que corresponde a la metodología tradicional.

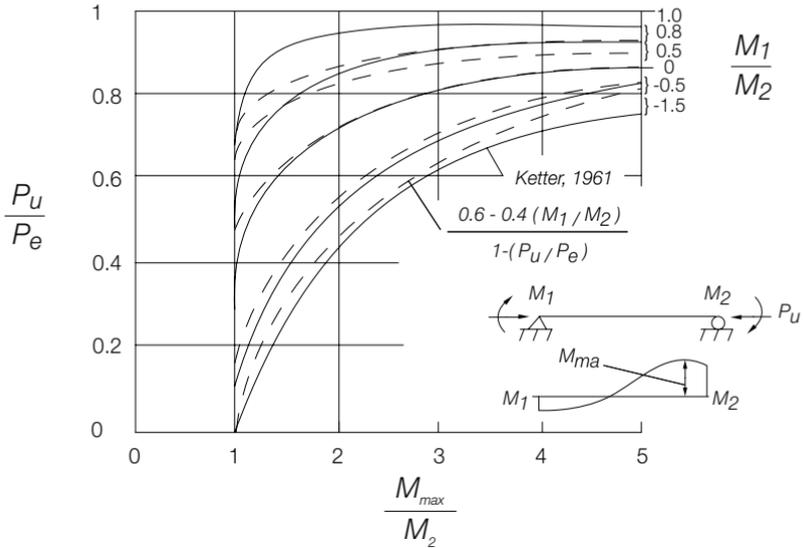
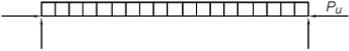
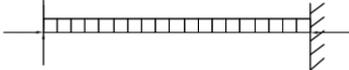
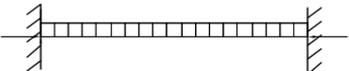
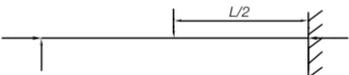
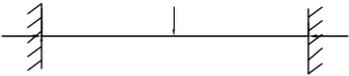


Fig. C-C2.2b. Momentos de segundo orden para vigas-columnas sometidas a momentos en los extremos.

Para limitar potenciales errores debido a los efectos de las cargas en la estructura ocasionados por los métodos de análisis simplificados, es necesario limitar la amplificación en el desplazamiento lateral representado por $\Delta_{2^\circ \text{orden}} / \Delta_{1^\circ \text{orden}}$ (o equivalentemente, el factor B_2), en cada entrepiso del marco para todas las combinaciones. Se especifica un límite de 1.5 en $\Delta_{2^\circ \text{orden}} / \Delta_{1^\circ \text{orden}}$ para cada uno de los métodos presentados en las Secciones C2.2a y C2.2b. En caso contrario, se requiere el Método de Análisis Directo del Anexo 7. Se incentiva el Método de Análisis Directo, aplicable a cualquier edificio de marcos, independientemente que presente o no amplificación (factor B_2) debido a desplazamiento lateral.

Es importante destacar que el límite a la amplificación del desplazamiento lateral o límite a B_2 establecido en el capítulo C y en el Anexo 7 están basados en la ecuación C2-3 que establece el análisis de primer orden elástico usando la geometría y propiedades nominales de la estructura.

TABLA C-C 2.1
Factores de Amplificación Ψ y C_m

Caso	Ψ	C_m
	0	1.0
	- 0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	- 0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	- 0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	- 0.3	$1 - 0.3 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	- 0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$

2a. Diseño mediante Análisis de Segundo Orden

Es esencial que el análisis del marco sea realizado en el estado límite resistente debido a la no linealidad asociada a los efectos de segundo orden. Para diseño de acuerdo con el método ASD, este nivel de carga se estima en 1.6 veces las combinaciones del método ASD. Este requisito está estipulado en la cláusula (2).

La cláusula (3) en esta sección requiere que, para las combinaciones exclusivas de cargas gravitacionales, debe aplicarse una carga lateral mínima en cada nivel de la estructura de $0.002 Y_i$, donde Y_i es la carga gravitacional de diseño que actúa en el nivel i . Debe destacarse que la carga debe aplicarse independientemente en dos direcciones ortogonales de la estructura. También es necesario hacer notar que las resistencias de columna, P_n , en marcos rígidos debe estar basada en la longitud efectiva de pandeo, KL , o la tensión crítica de pandeo de la columna, F_e , donde KL o F_e se determinan de un análisis de estabilidad que considera el desplazamiento de la estructura. Una discusión detallada del factor K , la tensión de pandeo de la columna y los métodos de análisis de pandeo con desplazamiento asociados se presentan al final de este capítulo de comentarios.

En el caso especial cuando la amplificación de la estructura con desplazamiento lateral $\Delta_{2^\circ \text{orden}} / \Delta_{1^\circ \text{orden}}$, (o $B_2 \leq 1.1$), se permite realizar el diseño del marco usando $K = 1.0$ para las columnas, tal como se estipula en la cláusula (4). Al limitar la amplificación de la estructura con desplazamiento lateral (o nivel) a un máximo de $B_2 = 1.1$, se limita el error del lado conservador a un máximo de aproximadamente 6 por ciento en el plano de verificación de la resistencia de la viga-columna del Capítulo H (White y Hajjar, 1997).

Los marcos arriostrados pueden ser diseñados en todos los casos sobre la base de $K=1.0$.

2b. Diseño mediante Análisis de Primer Orden

Esta sección entrega un método para el diseño de marcos usando análisis elástico de primer orden con $K = 1.0$, condicionado a un factor de amplificación por desplazamiento lateral $\Delta_{2^\circ \text{orden}} / \Delta_{1^\circ \text{orden}} \leq 1.5$ (o $B_2 \leq 1.5$ determinado de acuerdo con el procedimiento de amplificar el análisis elástico de primer orden de la Sección C2.1) y cuando la resistencia requerida a compresión de todos los miembros que forman parte del marco resistente a cargas laterales (distinto de aquellos miembros enrejados cuya rigidez a flexión fue despreciada en el análisis) cumple con $\alpha P_r < 0.5 P_y$. Todas las combinaciones de carga deben incluir una carga lateral adicional, N_i , especificada mediante la ecuación C2-8, que debe aplicarse en combinación con otras cargas en cada nivel de la estructura. Debe tenerse presente que la carga debe aplicarse independientemente en dos direcciones ortogonales de la estructura. Si el desplazamiento lateral ocurre debido a las cargas gravitacionales, entonces la carga mínima deberá aplicarse en la dirección del desplazamiento relativo. Esta ecuación deriva del Método Directo de Análisis, tal como se indica en el comentario al Anexo 7. Está basada en suponer un valor $\Delta_{2^\circ \text{orden}} / \Delta_{1^\circ \text{orden}}$ (o B_2) de 1.5. La excentricidad inicial no es necesario incluirla en el cálculo de Δ . La ecuación C2-8 está basada en la cláusula del Anexo 7 que permite aplicar una carga virtual (“notional”) como carga lateral mínima en las combinaciones de cargas que son exclusivas de cargas gravitacionales y no en combinación con otras cargas laterales cuando $\Delta_{2^\circ \text{orden}} / \Delta_{1^\circ \text{orden}} \leq 1.5$ (o $B_2 \leq 1.5$). El valor mínimo de N_i de $0.0042 Y_i$ está basado en la suposición de una razón de desplazamiento lateral de primer orden mínima para cualquier efecto de $\Delta/L = 0.002$. Debe hacerse notar que el límite máximo de desplazamiento relativo corresponde a las combinaciones para determinar las resistencias usadas por el método LRFD o 1.6 veces las combinaciones para determinar las resistencias usadas por el método ASD, lo que puede suponerse al iniciar el proceso de diseño para determinar la carga lateral virtual adicional N_i . En la medida que no se excede la razón de desplazamiento relativo en cualquier nivel de cargas resistentes, el diseño será conservador.

La amplificación de los momentos en vigas-columnas para la condición sin desplazamiento es presentada en el procedimiento especificado en esta sección mediante la aplicación del factor B_1 de la Sección C2.1 en forma conservadora para el total de los momentos de los miembros. En muchos de los casos que involucran vigas-columnas que no están sometidas a carga transversal entre apoyos en el plano de flexión, $B_1 = 1.0$. Al final del Anexo 7 se presenta una explicación más detallada de este procedimiento de diseño basado en análisis de primer orden.

Determinación del Factor K de Longitud efectiva o la Tensión de Pandeo de Columna F_e .

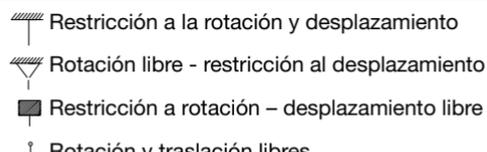
Hay dos usos para el factor de longitud efectiva, K , en esta Especificación:

- (1) *Análisis de Primer Orden Amplificado.* K se usa para la determinación de la carga de pandeo elástico, P_{e1} , si se trata de un miembro o $\sum P_{e2}$ si se trata de un entrepiso de un edificio, para el cálculo de los factores de amplificación correspondientes a B_1 y B_2 como parte del Procedimiento de Análisis Elástico de Primer Orden Amplificado de la Sección C2.1b; y
- (2) *Resistencia al Pandeo por Flexión de una Columna, P_n .* K se usa en la determinación de la resistencia a pandeo por flexión de una columna, P_n , dada en el Capítulo E, la cual puede estar basada ya sea en un análisis de pandeo elástico o inelástico.

Cada uno de estos usos es discutido en detalle a continuación. La sección comienza sin embargo, con una discusión de los fundamentos del factor de longitud efectiva, K , y algunas metodologías tradicionales usadas en la determinación de K , conocidas como nomogramas o cartas de alineación.

Metodologías Tradicionales para el Cálculo de K – Nomogramas. Una amplia variedad de métodos han sido propuestos en la literatura técnica para el cálculo del factor de longitud efectiva de columnas, K (Kavanagh, 1962; Johnston, 1976; Le Messurier, 1977; ASCE Task Committee on Effective Length, 1997; White y Hajjar, 1997a). El rango varía desde idealizaciones de columnas simples tales como las mostradas en la Tabla C-C2.2 hasta soluciones complejas de marcos para condiciones específicas de carga. En algunos marcos, los factores K pueden ser estimados o calculados fácilmente y sirven como una herramienta conveniente para el diseño por estabilidad. En otro tipo de estructuras la determinación de factores K más precisos puede resultar tediosa cuando se las realiza mediante procedimientos manuales, y la estabilidad del sistema puede ser determinada más eficientemente sin considerar en absoluto, los valores K de los miembros. Este último procedimiento es presentado con más detalle en esta sección.

TABLA C-C2.2
Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo, K

La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Vínculo en el extremo	 <ul style="list-style-type: none">  Restricción a la rotación y desplazamiento  Rotación libre - restricción al desplazamiento  Restricción a rotación - desplazamiento libre  Rotación y traslación libres 					

El método más común para determinar K es mediante el uso de nomogramas, estos se muestran en la Figura C-C2.3 para marcos con desplazamiento lateral restringido y en la Figura C-C2.4 para marcos con desplazamiento lateral permitido (Kavanagh, 1962). Las subestructuras en las cuales se basan los nomogramas o cartas de alineación, están basadas en la figura mostrada junto con el nomograma. Estas cartas suponen condiciones idealizadas que raras veces se presentan en las estructuras de la realidad. Estas hipótesis son del siguiente tipo:

1. Comportamiento elástico.
2. Miembros de sección transversal constante.
3. Uniones rígidas.
4. En el caso de columnas de marcos con desplazamiento lateral restringido, las rotaciones a lados opuestos de las vigas, son iguales en magnitud y de dirección opuesta, produciendo flexión en curvatura simple.
5. En el caso de columnas de marcos con desplazamiento transversal libre, las rotaciones en los extremos de las vigas, son iguales en magnitud y dirección, produciendo flexión en doble curvatura.
6. El parámetro que mide la rigidez $L\sqrt{P/EI}$ de todas las columnas es el mismo.
7. La restricción de las conexiones se distribuye sobre y bajo la columna en proporción a EI/L para las dos columnas.
8. Todas las columnas pandean simultáneamente.
9. No hay una compresión axial significativa en las vigas.

El nomograma para marcos restringidos que se muestra en la figura C-C2.3 esta basado en la siguiente ecuación:

$$\frac{G_A G_B \left(\frac{\pi}{K}\right)^2}{4} + \left(\frac{G_A + G_B}{2}\right) \left(1 - \frac{\pi/K}{\operatorname{tg}(\pi/K)}\right) + \frac{2\operatorname{tg}(\pi/2K)}{\pi/K} - 1 = 0$$

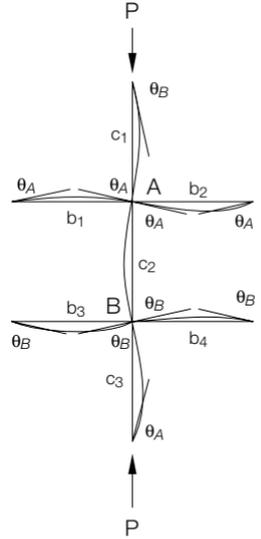
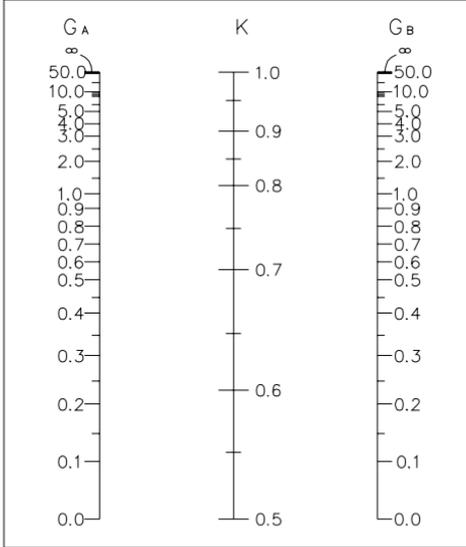


Fig. C-C2.3 Nomograma - desplazamiento restringido (marco arriostrado)

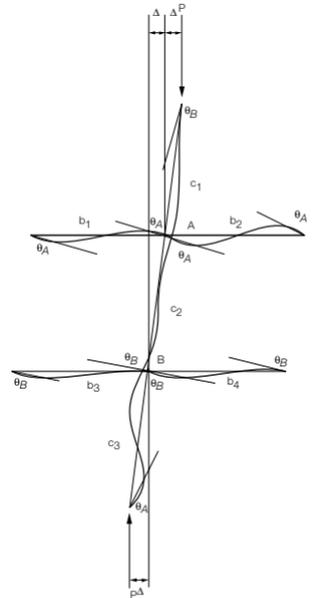
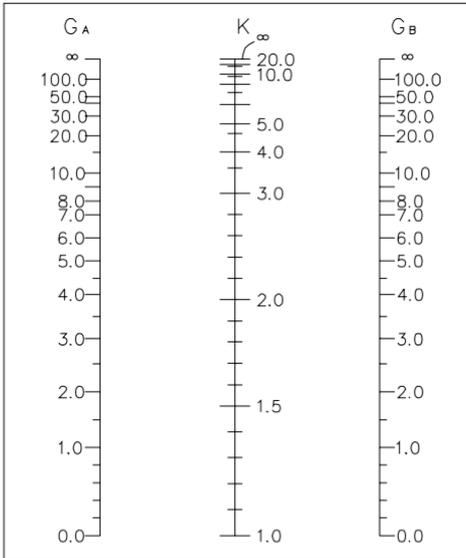


Fig. C-C2.4 Nomograma - desplazamiento permitido (marco rígido)

El nomograma para marcos libres lateralmente que se muestra en la figura C-C2.4 está basado en la siguiente ecuación:

$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{(\pi/K)}{tg(\pi/K)} = 0$$

donde

$$G = \frac{\Sigma(E_c I_c / L_c)}{\Sigma(E_g I_g / L_g)} = \frac{\Sigma(EI/L)_c}{\Sigma(EI/L)_g}$$

Los subíndices A y B se refieren a las uniones en los extremos de la columna que está siendo considerada. El símbolo Σ indica suma de todos los miembros que se encuentran unidos rígidamente a la unión y que están en el plano en el cual el pandeo de la columna está siendo considerado. E_c es el módulo de elasticidad de la columna, I_c es el momento de inercia de la columna y L_c es el largo no arriostrado de la columna. E_g es el módulo de elasticidad de la viga, I_g es el momento de inercia de la viga y L_g es el largo no arriostrado de la viga o de otro miembro que ofrezca restricción. I_c e I_g son respecto de los ejes perpendiculares al plano de pandeo del miembro que está siendo considerado. El nomograma es válido para diferentes materiales cuando se usa una rigidez efectiva, EI , apropiada en los cálculos de G .

Para columnas apoyadas en sus extremos, pero no rígidamente conectadas a una zapata o fundación G es teóricamente infinito pero a menos que se diseñe como rótula perfecta, puede adoptarse el valor 10 para el diseño. Valores más pequeños pueden usarse si se les justifica mediante análisis.

Los valores teóricos de K , obtenidos de nomogramas, para diferentes condiciones idealizadas en los extremos, rótula o empotramiento para efectos de la rotación y traslación fija o permitida, se muestran en la Tabla C-C2.2 junto a recomendaciones prácticas para el diseño.

Es importante recordar que los nomogramas están basados en las condiciones idealizadas previamente discutidas y que estas condiciones rara vez se dan en las estructuras reales. En consecuencia, cuando se desea usar los nomogramas y no es posible respetar dichas condiciones se requiere de ajustes para la aplicación cuando se trata de estructuras con nudos desplazables y condiciones reales en los vínculos.

1. Para considerar la inelasticidad de las columnas debe reemplazarse $(E_c I_c)$ por $\tau_a(E_c I_c)$ para todas las columnas en las expresiones para G_A y G_B . El factor de reducción τ_a se discute más adelante en esta sección.
2. Para vigas que toman cargas axiales significativas, debe multiplicarse el $(EI/L)_g$ por el factor $(1-Q/Q_{cr})$ donde Q es la carga axial en la viga y Q_{cr} es la carga de pandeo en el plano de la viga basada en $K=1.0$.

En el caso de marcos impedidos de desplazar lateralmente, pueden realizarse ajustes para diferentes condiciones en los extremos de las vigas, de la siguiente manera:

1. Cuando el extremo lejano de una viga es fijo, debe multiplicarse $(EI/L)_g$ del miembro por 2.0.

2. Cuando el extremo lejano de una viga es rotulado, debe multiplicarse $(EI/L)_g$ del miembro por 1.5.

Para marcos libres de desplazarse y vigas con diferentes condiciones de borde, debe usarse un largo modificado de viga; L'_g en lugar del largo real, donde

$$L'_g = L_g (2 - M_F/M_N)$$

M_F es el momento en el extremo lejano de la viga y M_N es el momento en el extremo cercano, obtenidos de un análisis lateral de primer orden del marco. La razón de los dos componentes es positiva si la viga está en doble curvatura. Si la relación M_F/M_N es mayor que 2.0, entonces L'_g es negativo, de lo cual resulta G negativo y deben usarse los nomogramas.

1. Cuando el extremo lejano de una viga es fijo, debe multiplicarse $(EI/L)_g$ del miembro por 2/3.
2. Cuando el extremo lejano de una viga es rotulado, debe multiplicarse $(EI/L)_g$ del miembro por 0.5.

Una hipótesis importante en el desarrollo de los nomogramas es que todas las conexiones viga-columna deben ser completamente restringidas (conexiones FR). Tal como se mostró anteriormente cuando el extremo lejano de una viga no tiene una conexión tipo FR, de acuerdo con lo supuesto, es necesario realizar ajustes para aplicar los nomogramas. Cuando una conexión viga-columna es del tipo de corte solamente-esto es, no trasmite momento – entonces esa viga no participa en la restricción de la columna y no puede ser considerada en el término $\sum (EI/L)_g$ de la ecuación para G . Solo las conexiones del tipo FR pueden ser usadas directamente en la determinación de G . Conexiones parcialmente restringidas (del tipo PR) en las cuales se disponga de curvas momento-rotación documentadas podrán ser usadas, pero el $(EI/L)_g$ de cada viga deberá ser ajustado para tomar en cuenta la flexibilidad de la conexión. El ASCE Task Committee on Effective Length (ASCE, 1997) presenta una detallada discusión de la estabilidad de marcos con conexiones del tipo PR.

Análisis Elástico de Primer Orden Amplificado (Sección C2.1b). En esta aplicación del factor de longitud efectiva, K se usa para la determinación de la carga crítica de pandeo elástico, P_{e1} , para un miembro o $\sum P_{e2}$ para el entrepiso de un edificio. Estas cargas críticas de pandeo elástico son así usadas para el cálculo de los factores de amplificación B_1 y B_2 correspondientes.

B_1 se usa para estimar los efectos $P - \delta$ de marcos sin desplazamiento de piso, M_{nt} en miembros axialmente cargados. K_1 es calculado en el plano de flexión de acuerdo con la hipótesis de nudos sin traslación en los extremos del miembro y es normalmente fijado en 1.0, a menos que un valor menor pueda ser justificado mediante un análisis. Hay también efectos $P - \delta$ en los marcos con desplazamiento de piso, M_{lt} , tal como se explicó anteriormente en la discusión de la ecuación C2-6b.

B_2 es usado para la determinación del efecto $P - \Delta$ de los diferentes componentes de marcos de momento, arriestrados y/o sistemas de marcos combinados (mixtos). El factor K_2 se calcula en el plano de flexión mediante un análisis de inestabilidad de la estruc-

tura con desplazamiento lateral. K_2 puede determinarse de un nomograma con desplazamiento lateral permitido, Figura C-C2.4, sin corrección por pandeo de entrepiso como se discute más adelante. $\sum P_{e2}$ del sistema de columnas resistentes a carga lateral con K_2 calculado de esta manera es un estimador bastante preciso de la resistencia a pandeo elástica con desplazamiento de pisos permitido. La contribución a la resistencia a pandeo del entrepiso de las columnas estáticas es cero, en consecuencia, dichas columnas no son incluidas en la sumatoria en la ecuación C2-6a. Sin embargo la carga vertical total, incluyendo todas las columnas del piso, es usada para $\alpha \sum P_{e2}$ en la ecuación C2-3.

Puesto que el análisis elástico de primer orden amplificado implica el cálculo de cargas críticas de pandeo elásticas como una medida de la rigidez del marco y columnas, sólo los factores K elásticos son apropiados para este uso.

Resistencia a Pandeo por Flexión de Columna (Capítulo E). En esta aplicación de los factores de longitud efectiva, K se usa para determinar la resistencia de la columna a pandeo por flexión, P_n , la cual puede estar basada en un análisis de pandeo elástico o inelástico.

La tensión de pandeo elástico de columna, F_e , o la correspondiente fuerza axial en la columna en el momento de ocurrir el pandeo elástico del entrepiso con desplazamiento lateral permitido, P_e , puede ser usada directamente en el cálculo de la resistencia a pandeo elástico por flexión de la columna, P_n . Esto ocurre porque las ecuaciones de resistencia de columna del Capítulo E (Ecuaciones E3-2 y E3-3) están expresadas en función de la relación F_e/F_y . De hecho, la tensión axial de columna en el instante de ocurrir el pandeo, F_e , es determinada de cualquier modelo apropiado de pandeo, este valor de F_e es todo lo que se necesita para el cálculo de P_n .

La tensión de pandeo elástico de columna, F_e , es dada por la ecuación E3-4, que se muestra a continuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{C-C2-3})$$

Esta ecuación usa el factor de longitud efectiva, K , determinada mediante un análisis de pandeo de un marco arriostrado o de un marco rígido. F_e puede ser determinada también directamente mediante una análisis en el cual la carga de pandeo de la columna es P_e y

$$F_e = \frac{P_e}{A_g} \quad (\text{C-C2-4})$$

Otras metodologías para la determinación del factor de longitud efectiva y la carga crítica de pandeo usan relaciones simplificadas disponibles en la literatura. Algunas de estas serán discutidas más adelante en esta sección.

Marcos Arriostrados: Si se usa $K < 1$ para el cálculo de P_n en marcos arriostrados deben ser consideradas la demanda adicional de estabilidad de los arriostramientos y la influencia de los momentos de primer orden en las vigas que restringen las columnas. Esta Especificación no está orientada a las demandas adicionales en las arriostramientos cuando se usa $K < 1$. Generalmente, un análisis elástico de segundo orden riguroso es necesario para el cálculo de los momentos de segundo orden en las vigas que restringen

columnas diseñadas con $K < 1$. En consecuencia, el diseño usando $K = 1$ es recomendado, excepto en aquellas situaciones especiales en las cuales se justifica el uso de cálculos adicionales.

Marcos Rígidos: Es importante reconocer que la inestabilidad de marcos rígidos sin restricción lateral es un efecto del entrepiso que involucra la suma de las resistencias al desplazamiento lateral de cada columna del entrepiso y la suma factorizada de las cargas gravitacionales de ese entrepiso. No ocurre que una columna aislada pueda pandear con desplazamiento lateral sin que todas las columnas de ese entrepiso también pandeen. Si cada columna en un entrepiso de un marco rígido es diseñada para soportar su propio P y momento $P - \Delta$, de manera que la contribución de cada columna a la rigidez lateral, o a la carga de pandeo del piso, es proporcional a la carga axial soportada por la columna, entonces todas las columnas pandearán simultáneamente. Bajo esta condición no se produce interacción entre las columnas del entrepiso; la inestabilidad de la columna con desplazamiento lateral y la inestabilidad del marco ocurren simultáneamente. Sin embargo muchos sistemas comunes de marco rígido pueden ser utilizados para redistribuir los efectos $P - \Delta$ a las columnas del piso en proporción a sus rigideces individuales. La redistribución puede ser alcanzada con componentes como diafragmas de piso o enrejados horizontales. En un marco rígido que contiene columnas que contribuyen poco o nada a la rigidez al desplazamiento lateral del entrepiso, tales columnas serán denominadas columnas colgadas o estáticas y se diseñarán usando $K = 1.0$. Las otras columnas de ese entrepiso deben ser diseñadas para soportar los momentos desestabilizantes $P - \Delta$, producto de las cargas axiales de estas columnas colgadas. De igual forma las columnas que reciben más carga en un entrepiso, redistribuirán sus momentos $P - \Delta$, a las columnas menos cargadas. Este fenómeno debe ser considerado en la determinación de K y F_e para todas las columnas en el entrepiso en el diseño de los marcos rígidos. El factor K apropiado para el cálculo de P_n en marcos rígidos que considera estos efectos se denomina por el símbolo K_2 .

Se reconocen dos métodos para evaluar la estabilidad del entrepiso del marco, medidos por $\sum P_{e2}$ para un entrepiso dado: el Método de la Rigidez de Entrepiso (Le Messurier, 1976; Le Messurier, 1977) y el Método de la Carga de Pandeo de Piso (Yura, 1971). Estos métodos se reflejan en el Capítulo C, en las ecuaciones C2-6b y C2-6c, respectivamente.

Para el método de la rigidez de entrepiso, K_2 se define por la ecuación:

$$K_2 = \sqrt{\frac{\sum P_r}{(0.85 + 0.15R_L)P_r} \left(\frac{\pi^2 EI}{L^2} \right) \left(\frac{\Delta_H}{\sum HL} \right)} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{L^2} \left(\frac{\Delta_H}{1.7HL} \right)} \quad (\text{C-C2-5})$$

Este valor de K_2 puede ser usado en la ecuación C-C2-3 o directamente en las ecuaciones del Capítulo E. Es posible que ciertas columnas, que tengan sólo una pequeña contribución a la resistencia a carga lateral del marco como un todo, tengan un factor K_2 menor que 1.0 basado en el término de la izquierda de la desigualdad. El límite al lado derecho es un valor mínimo de K_2 que considera la interacción entre pandeo con desplazamiento permitido y pandeo con desplazamiento restringido (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997; White y Hajjar, 1997a). El término H corresponde al esfuerzo de corte en la columna considerada, producido por las fuerzas laterales usadas para calcular Δ_H . Es importante notar que esta ecuación para K_2 no es apropiada para ser usada en la ecuación

ción C2-6a para determinar $\sum P_{e2}$ y B_2 en la Sección C2.1b. Su derivación corresponde sólo a la determinación de P_n definida en el Capítulo E.

Alternativamente, la ecuación C-C2-5 puede ser reformulada para obtener la carga crítica de pandeo de la columna para su uso en la ecuación C-C2-4 como:

$$P_{e2} = \left(\frac{\sum HL}{\Delta_H} \right) \frac{P_r}{\sum P_r} (0.85 + 0.15R_L) \leq 1.7HL/\Delta_H \quad (\text{C-C2-6})$$

$$R_L = \frac{\sum P_r \text{ columnas colgadas}}{\sum P_r \text{ todas las columnas}} \quad (\text{C-C2-7})$$

$\sum P_r$ en las ecuaciones C-C2-5 y C-C2-6 incluye todas las columnas del entrepiso, incluso las columnas estáticas, y P_r se refiere a la columna bajo consideración. La carga crítica de la columna, P_{e2} , calculada de la ecuación C-C2-6 puede ser mayor que π^2EI/L^2 , pero no puede ser mayor que el límite mostrado al lado derecho de esta ecuación. R_L es la relación entre la carga vertical de todas las columnas estáticas del entrepiso a la carga vertical de todas las columnas del entrepiso. Este factor se acerca a 1.0 en sistemas estructurales que poseen una gran cantidad de columnas estáticas. El propósito de R_L es considerar la influencia debilitante del efecto $P - \delta$ en la rigidez lateral de las columnas de un entrepiso.

Es preciso notar que $\sum P_{e2}$ dado por la ecuación C2-6b en el método de la rigidez de entrepiso es expresado en términos de una deriva o razón de desplazamiento relativo – altura de entrepiso $\Delta H/L$ del edificio que se obtiene de un análisis de primer orden del edificio sometido a cargas laterales. En el caso de un diseño preliminar, esto puede ser tomado en términos de un valor límite máximo para esta deriva. Esta metodología centra la atención del ingeniero en el requisito fundamental de estabilidad de un marco de edificio, cual es proveer adecuada rigidez global de piso referida a la carga vertical total $\alpha \sum P_r$, soportada por el entrepiso. La rigidez elástica de entrepiso expresada en términos de la deriva y la carga total horizontal que actúa en el piso, queda expresada por $\sum H/(\Delta H/L)$.

Método de Pandeo del Piso. Para este método, el factor K_2 se define por:

$$K_2 = \sqrt{\frac{\pi^2 EI/L^2}{P_r} \left(\frac{\sum P_r}{\sum \frac{\pi^2 EI}{(K_{n2}L)^2}} \right)} \geq \sqrt{\frac{5}{8}} K_{n2} \quad (\text{C-C2-8})$$

donde K_{n2} se define como el valor de K determinado directamente de los nomogramas de la figura C-C2.4. Nuevamente, el valor de K_2 calculado de la ecuación anterior puede resultar menor que 1.0. El límite del término de la derecha de esta ecuación es un valor mínimo de K_2 que considera la interacción entre pandeo con desplazamiento lateral permitido y pandeo con desplazamiento lateral restringido (Committee on Effective Length, 1997; White y Hajjar, 1997a; Geschwindner, 1992; AISC-SSRC, 2003). Nuevamente es importante destacar que esta ecuación para K_2 no es apropiada para ser usada en la ecuación C2-6a para la determinación de $\sum P_{e2}$ y B_2 en la Sección C2.1b.

Ella ha sido derivada solo para la determinación de P_n definido en el Capítulo E.

Alternativamente, la ecuación C-C2-8 puede ser reformulada para obtener la carga de pandeo de columna para ser usada en la ecuación C-C2-4 como:

$$P_{e2} = \left(\frac{P_r}{\sum P_r} \right) \sum \frac{\pi^2 EI}{(K_{n2} L)^2} \leq 1.6 \frac{\pi^2 EI}{(K_{n2} L)^2} \quad (\text{C-C2-9})$$

La carga de columna, P_{e2} , calculada de la ecuación C-C2-9, puede ser mayor que $\pi^2 EI / L^2$ pero no puede ser mayor que el límite del lado derecho de esta ecuación. $\sum P_r$ en las ecuaciones C-C2-8 y C-C2-9 incluye todas las columna del entrepiso, incluida cualquier columna estática, y P_r se refiere a la columna bajo consideración. K_{n2} en las ecuaciones C-C2-8 y C-C2-9 anteriores, se determina a partir de los nomogramas de la Figura C-C2.4. Debe notarse que el valor de P_n , calculado usando K_2 , por cualquiera de los métodos no puede ser mayor que el valor de P_n basado en el pandeo con desplazamiento lateral restringido. Otros métodos para el cálculo de K_2 fueron presentados en ediciones previas de este comentario y son discutidos en diferentes documentos (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997; White y Hajjar, 1997a; Geschwindner, 2002; AISC-SSRC, 2003).

Otra fórmula simple para K_2 (Le Messurier, 1995), basada sólo en los momentos en los extremos de la columna se muestra en la siguiente ecuación:

$$K_2 = \left[1 + (1 - M_1/M_2)^4 \right] \sqrt{1 + \frac{5}{6} \frac{\sum P_r \text{ columnas estáticas}}{\sum P_r \text{ columnas no-estáticas}}} \quad (\text{C-C2-10})$$

M_1 es el menor momento en el extremo de la columna y M_2 es el mayor momento extremo de la columna. Estos momentos se determinan mediante un análisis de primer orden del marco sometido a cargas de viento. La inelasticidad de la columna es considerada en al derivación de la ecuación. El error del lado inseguro que se puede cometer en la determinación P_n , usando la ecuación anterior es inferior al 3%, mientras sea satisfecha la siguiente desigualdad:

$$\left(\frac{\sum P_y \text{ columnas no-estáticas}}{\sum HL/\Delta_H} \right) \left(\frac{\sum P_r \text{ todas-las-columnas}}{\sum P_r \text{ columnas-no-estáticas}} \right) \leq 0.45 \quad (\text{C-C2-11})$$

Al igual que con las otras metodologías para determinar K_2 en esta sección, esta ecuación para K_2 no es adecuada para ser usada en la ecuación C2-6a para determinar $\sum P_{e2}$ y B_2 en la Sección C2.1b.

Ajustes en K_2 debido a Inelasticidad de la Columna y Determinación de P_n . Para el cálculo de la Resistencia de la Columna, P_n , pueden hacerse ajustes en el factor K_2 de longitud efectiva, o en la tensión crítica de la columna, F_e , basados en un análisis de pandeo inelástico del marco y en la inelasticidad inherente en la columna sometida a la combinación de carga que controla el diseño (Yura, 1971; ASCE Task Committee on Effective Length, 1997). Las columnas cargadas en el rango de comportamiento inelástico pueden ser consideradas con un módulo tangente, E_T , menor que E . Para tales columnas $E_c = E_T$ en la ecuación para G , lo que usualmente da menores valores de G , en consecuencia, menores valores de los factores K que aquellos basados en el comportamiento elástico. Debe tenerse presente que el cálculo de P_n basado en comportamiento elástico, da como resultado factores K , usualmente conservadores. Si se desean

soluciones más precisas se pueden determinar factores K , suponiendo comportamientos inelásticos, determinados mediante nomogramas, usando τ_a veces E_c en lugar de E_c en la ecuación para G , donde $\tau_a = E_T/E$ es el factor de reducción de la rigidez debido al comportamiento inelástico de la columna. Dependiendo de cómo sea calculado, τ_a puede considerar tanto la pérdida de rigidez de la columna debido a imperfecciones geométricas como la difusión de la plasticidad debido a las tensiones residuales cuando existen cargas de compresión elevadas:

- (a) Para $P_n/P_y \leq 0.39$ (elástico) : $\tau_a = 1.0$
- (b) Para $P_n/P_y \geq 0.39$ (inelástico): $\tau_a = 1.0$ (C-C2-12)

$$\tau_a = -2.724(P_n/P_y) \ln(P_n/P_y)$$

donde P_y es la carga de fluencia de una columna corta, $F_y A_g$, y P_n corresponden a la resistencia nominal de la columna corta. Debe notarse que la determinación de τ_a es generalmente un proceso iterativo porque P_n (función de P_e) es dependiente de τ_a . Una simplificación conservadora que elimina este proceso iterativo consiste en usar $\alpha P_p / \phi_c$ en lugar de P_n .

La inelasticidad de la columna puede ser considerada en la determinación de K_2 (Ecuaciones C-C2-5 y C-C2-8) o la determinación de P_{e2} (Ecuaciones C-C2-6 y C-C2-9) en el caso del método de rigidez de entrepiso y en el método de pandeo de entrepiso. En el método de rigidez de entrepiso, $\tau_a I_c$ puede ser sustituido por I_c para todas las columnas el marco sometido a análisis para determinar Δ_H . Además, $\tau_a I_c$ puede ser utilizado en lugar de I en la Ecuación C-C2-5. En el método de pandeo de piso, τ_a es usado para determinar K_{n2} del nomograma en las Ecuaciones C-C2-8 y C-C2-9 y también en las mismas ecuaciones reemplazando I_c por $\tau_a I_c$.

Si la carga de pandeo elástico de la columna (P_{e2} de las ecuaciones C-C2-6 y C-C2-9 anteriores, modificadas por inelasticidad como se describe en el párrafo anterior) es usada para determinar F_e de la Ecuación C-C2-4 del Capítulo E (Ecuaciones E3-2 y E3-3), entonces su valor debe ser dividido por τ_a como se muestra a continuación:

$$F_e = \frac{P_{e2}(\text{inelástico})}{\tau_a A_g} \quad (\text{C-C2-13})$$

El término en el numerador de la ecuación anterior indica la carga en la columna en el pandeo elástico incipiente (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997). Alternativamente si se determina inelásticamente un K_2 , usando τ_a como se describe en el párrafo anterior, este factor K puede ser sustituido directamente en la Ecuación C-C2-3 para el cálculo de F_e .

Algunas Conclusiones Respecto de K . Es importante notar que el diseño de columnas usando factores K puede ser tedioso y confuso para estructuras complejas de edificios que presentan columnas estáticas y/o sistemas de marcos mixtos, particularmente cuando se considera la inelasticidad de la columna. Esta confusión puede ser evitada mediante la aplicación del Método de Análisis Directo del Anexo 7, donde P_n está siempre calculado con $K = 1.0$. También el análisis-diseño elástico de primer orden de la Sección C2.2b está basado en el Método de Análisis Directo, y consecuentemente usa

$K = 1.0$ en la determinación de P_n . Además, bajo ciertas circunstancias, cuando B_2 es suficientemente pequeño, un factor K de 1.0 puede ser supuesto en el diseño mediante análisis de segundo orden tal como se especifica en la Sección C2.2a (4). Para marcos que satisfacen esta cláusula, no es apropiado usar $K = 1.0$ en el cálculo de B_2 cuando se usan las Ecuaciones C2-6a y C2-3. El uso de la Ecuación C2-6b se recomienda para el cálculo de B_2 en este contexto.

CAPÍTULO D

DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN

Las disposiciones del Capítulo D no toman en cuenta las excentricidades entre las líneas de acción de los miembros conectados.

D1. LÍMITES DE ESBELTEZ

El límite superior recomendado en la Nota para la esbeltez está basado en el juicio profesional y consideraciones económicas prácticas, facilidad de manejo y seguridad requeridos de manera tal de minimizar daños inadvertidos durante la fabricación, transporte y montaje. Este límite de esbeltez no es esencial en la integridad estructural de miembros en tracción; solamente asegura un grado de rigidez tal que permite limitar movimientos laterales indeseables (impactos o vibraciones). Cuando los miembros en tracción presentan excentricidad o curvatura dentro de límites tolerables, su resistencia en tracción no resulta afectada. La tracción, a diferencia de la compresión, tiende a reducir la excentricidad y/o curvatura.

En el caso de ángulos simples, el radio de giro en torno al eje z produce una esbeltez máxima (I/r máximo), excepto para condiciones de apoyo poco usuales.

D2. RESISTENCIA EN TRACCIÓN

Debido al endurecimiento por deformación, una barra de acero dúctil en tracción axial puede resistir sin fractura una fuerza mayor que la producida por su área bruta y la tensión de fluencia mínima especificada. Sin embargo, una elongación excesiva de miembros en tracción debido a la fluencia no controlada del área bruta no sólo marca el límite de utilidad sino que puede precipitar a una falla del sistema estructural del que forma parte. Por otro lado, dependiendo de la reducción de área y otras propiedades mecánicas del acero, el miembro puede fallar por fractura en el área neta a una carga menor que la requerida por la fluencia del área bruta. De aquí que, tanto la fluencia general en el área bruta como la fractura en el área neta constituyen, ambas, estados límite.

La longitud del miembro en el área neta es generalmente despreciable en relación a la longitud total del miembro. El endurecimiento por deformación se alcanza fácilmente en la vecindad de las perforaciones y la fluencia en el área neta de perforaciones de sujetadores no constituye un estado límite de significancia práctica.

Con excepción de los perfiles tubulares sujetos a cargas cíclicas reversibles, no existe información que los factores que controlan la resistencia de perfiles tubulares en tracción difieran de aquellos que controlan otros perfiles estructurales, por lo cual se aplican las disposiciones de la Sección D2. Debido al limitado número de tipos de conexiones que son prácticos para perfiles tubulares, la determinación del área neta efectiva A_e puede ser simplificada usando las disposiciones del Capítulo K.

D3. DETERMINACIÓN DE ÁREAS

1. Área Bruta

Para perfiles tubulares, las tolerancias de la Norma ASTM A500 permiten un espesor de pared que no difiera $\pm 10\%$ respecto del espesor nominal. El área bruta para perfiles tubulares en acero ASTM A500 debe ser calculado usando un 93% del espesor de pared nominal. Esta reducción se incluye en las propiedades tabuladas para estas secciones que están incluidas en el AISC Manual of Steel Construction (AISC, 2005a).

2. Área Neta

El área neta crítica está basada en el ancho neto y la transferencia de carga en una cadena particular de agujeros. Debido al posible daño alrededor de las perforaciones durante las operaciones de taladrado o punzonamiento, 1.5 mm son sumados al diámetro nominal de perforación cuando se calcula el área neta crítica.

3. Área Neta Efectiva

La Sección D3.3 trata el efecto de corte diferido, aplicable tanto para miembros soldados o apernados en tracción. El coeficiente de reducción U es aplicado al área neta A_n de miembros apernados y al área bruta A_g de miembros soldados. En la medida que la longitud de conexión l se incrementa, el efecto del corte diferido disminuye. Este concepto es expresado empíricamente por la ecuación para U . La resistencia estimada utilizando esta expresión para calcular el área efectiva ha sido correlacionada con los resultados de ensayos de unos 1000 especímenes de conexiones con pernos y remaches. Salvo algunas excepciones, la expresión presenta una buena correlación con los resultados observados en los ensayos. La banda de dispersión es de $\pm 10\%$ (Munse y Chesson, 1963). Investigaciones más recientes han provisto de mayor justificación para estas disposiciones (Easterling y Gonzales, 1993).

Para un perfil y configuración de miembros conectados cualquiera, \bar{x} es la distancia perpendicular desde el plano de conexión, o cara del miembro, hasta el centroide de la sección del miembro que resiste la fuerza de conexión, tal como se muestra en la Figura C-D3.1. La longitud l es una función del número de filas de sujetadores o la longitud de la soldadura. La longitud l se define como la distancia paralela a la línea de fuerza, entre la primera y la última fila de sujetadores en una línea para conexiones apernadas. Para determinar el valor de l , se usa la línea con el máximo número de pernos en la conexión. Para pernos alternados, se utiliza la dimensión entre líneas extremas de pernos l , como se muestra en la Figura C-D3.2.

No hay suficientes datos para establecer un valor de U si todas las líneas tienen sólo un perno, pero probablemente es conservador usar A_e igual al área neta del elemento conectado. Los estados límite de bloque de corte (Sección J4.3) y aplastamiento (Sección J3.10), que deben ser verificados, probablemente controlarán el diseño.

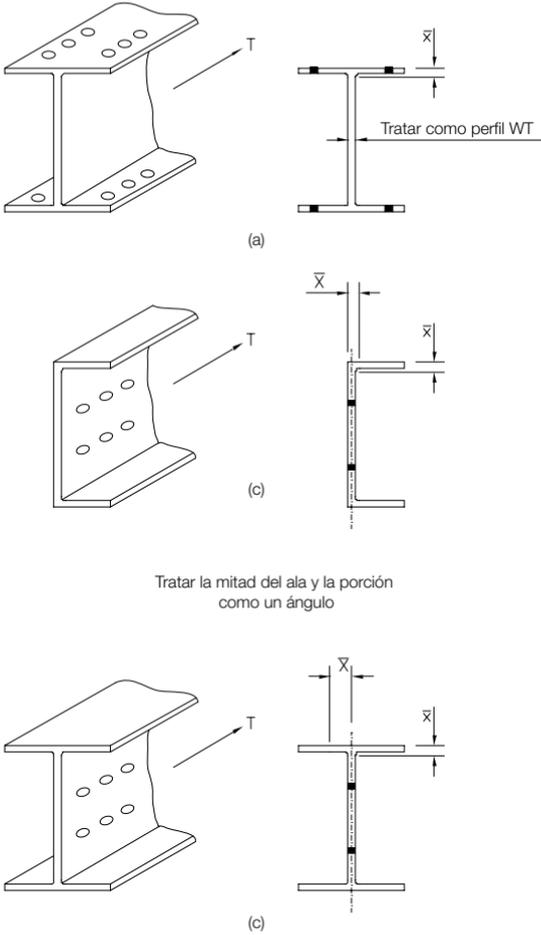


Figura C-D3.1. Determinación de x para U.

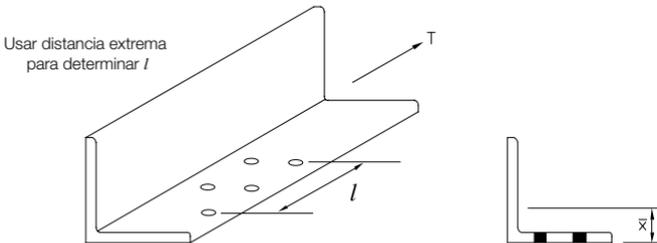


Figura C-D3.2. Determinación de l para U de conexiones apernadas con perforaciones alternadas.

La excentricidad puede resultar significativa para una conexión si es menor que 0.6. Para valores U menores que 0.6 la conexión puede ser usada solamente si las disposiciones para miembros sujetos a combinación de fuerzas de flexión y carga axial son satisfechas en el diseño del miembro.

Para conexiones soldadas, l es la longitud de la soldadura paralela a la línea de fuerza como lo muestra la Figura C-D3.3 para soldaduras longitudinales y longitudinales más transversales.

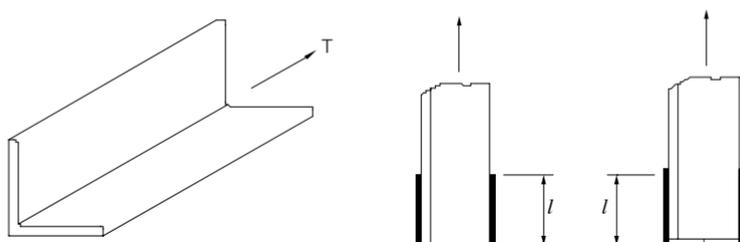


Figura C-D3.3. Determinación de l para U para conexiones con soldadura longitudinal y transversal.

Para conexiones en los extremos de perfiles tubulares solicitadas a tracción, hechas comúnmente mediante soldadura alrededor del perímetro del perfil tubular, no existe corte diferido o reducción en el área bruta. Alternativamente, una conexión extrema con placa gusset puede ser utilizada. Placas gusset simples pueden ser soldadas en ranuras longitudinales que están localizadas en el eje central de la sección. La soldadura alrededor del extremo de la placa gusset puede ser omitida para conexiones cargadas estáticamente de manera de prevenir posibles cortes en el gusset y tener que reparar con soldadura el extremo de la ranura. En tales casos, el área neta en el extremo de la ranura es el área crítica como se ilustra en la Figura C-D3.4. Alternativamente, un par de placas gusset pueden ser soldadas a los lados opuestos de secciones rectangulares HSS con soldadura de bisel acanalada sin reducción en el área bruta.

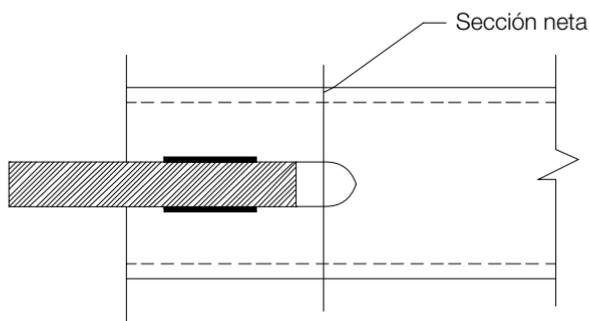


Figura C-D3.4. Área neta a través de ranura para placa gusset simple.

Para conexiones en los extremos con placas gusset, pueden simplificarse las disposiciones generales para el corte diferido en el Caso 2 de Tabla D3.1 y la excentricidad de conexión \bar{x} puede ser definida explícitamente como en los Casos 5 y 6. En estos casos está implícito que la longitud de soldadura, l , no debe ser menor que la altura del perfil tubular. Esto es consistente con los requisitos de longitud de soldadura del Caso 4. En el Caso 5, el uso de $U = 1$ cuando $l \geq 1.3D$ está basado en trabajos de investigación (Cheng y Kulak, 2000) que muestran que la fractura ocurre solamente en conexiones cortas y en el caso de conexiones largas, los miembros con perfil tubular circular en tracción sufren de estricción dentro de su longitud y fallan por fluencia del miembro y eventual fractura.

Los factores de corte diferido dados en los Casos 7 y 8 en la Tabla D3.1 se localizan en el Comentario de la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b) y ahora se entregan como valores alternativos a los determinados por $1 - \bar{x}/l$ dados para el Caso 2 en la Tabla D3.1. Se permite usar el valor más grande de los dos.

D4. MIEMBROS ARMADOS

Aunque comúnmente no son usados, esta Especificación permite las configuraciones de miembros armados utilizando enlaces, placas de asiento y placas de cubierta perforadas. La longitud y espesor de las placas de asiento están limitadas por la distancia entre las líneas de elementos de conexión, h , los cuales pueden ser tanto pernos como soldaduras.

D5. MIEMBROS CONECTADOS POR PASADORES

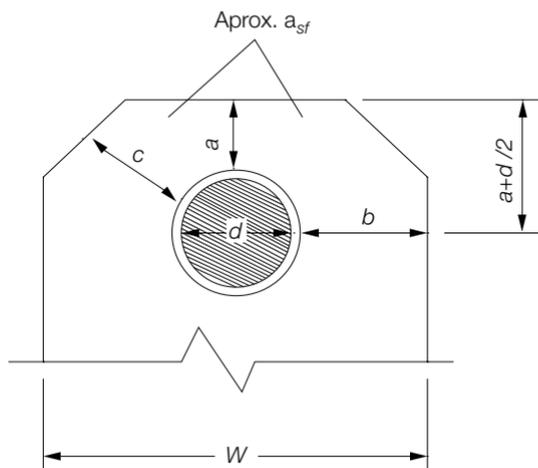
Los miembros conectados por pasadores son usados ocasionalmente por miembros en tracción para cargas permanentes muy grandes. Los miembros conectados por pasadores no son recomendados cuando existe variación suficiente en las sobrecargas como para causar que los pasadores se salgan de sus perforaciones. Deben cumplirse los requisitos dimensionales presentados en la Sección D5.2 para proveer un funcionamiento apropiado del pasador.

1. Resistencia en Tracción

La resistencia en tracción de los miembros conectados por pasadores usan los mismos valores de los factores ϕ y Ω especificados para estados límite similares. Sin embargo, las definiciones de área neta efectiva para tracción y corte son diferentes, como se muestra en la Figura C-D5.1.

2. Requisitos Dimensionales

En la Figura C-D5.1 se ilustran los requisitos dimensionales para miembros conectados por pasadores.



Requisitos Dimensionales

1. $a \geq 4/3 b_{eff}$
2. $w \geq 2b_{eff} + d$
3. $c \geq a$

donde

$$b_{eff} = 2t + 16 \text{ mm} \leq b$$

Figura C-D5.1. Requisitos dimensionales para miembros conectados por pasadores.

D6. BIELAS

Las bielas forjadas generalmente han sido reemplazadas por placas conectadas por pasadores o bielas formadas por planchas cortadas térmicamente. Las disposiciones para el dimensionamiento de las bielas contenidas en esta Especificación están basadas en normas que han evolucionado de una larga experiencia con bielas forjadas. Mediante extensivos ensayos destructivos se ha demostrado que las bielas proveen diseños balanceados cuando son cortadas térmicamente en vez de forjadas. Las reglas más conservadoras para los miembros conectados por pasadores en secciones no uniformes y para miembros que no poseen cabezas circulares alargadas están también basadas en resultados de trabajos experimentales (Johnston, 1939).

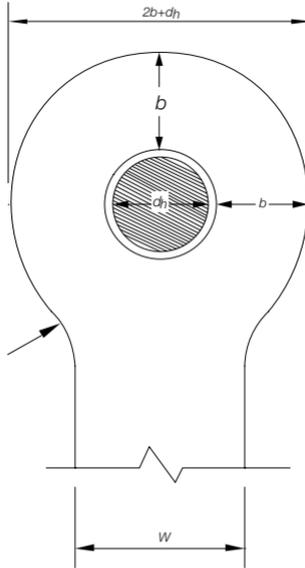
Las bielas fabricadas con aceros que tienen una tensión de fluencia mayor que 4 950 kgf/cm² (485 MPa), deben fabricarse con baja esbeltez, de manera de eliminar cualquier posibilidad de pandeo fuera de su plano (“dishing”) al estar sometidas a elevadas tensiones de diseño.

1. Resistencia en Tracción

La resistencia de tracción de las bielas se determina igual que en el caso de miembros en tracción, excepto que, para propósitos de cálculo, el ancho del cuerpo de la biela está limitado a ocho veces su espesor.

2. Requisitos Dimensionales

En la Figura C-D6.1 se ilustran algunos requisitos dimensionales para bielas.



Requisitos Dimensionales

$$t \geq 13 \text{ mm (Ver excepción en D6.2)}$$

$$w \leq 8t$$

$$d \geq 7/8 w$$

$$d_h \leq d + 1 \text{ mm}$$

$$R \geq d_h + 2b$$

$$2/3 w \leq b \leq 3/4 w \text{ (Límite superior sólo para propósitos de cálculo)}$$

Figura C-D6.1. Requisitos dimensionales para bielas.

CAPÍTULO E

DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

E1. DISPOSICIONES GENERALES

Las ecuaciones básicas de columnas de la Sección E3 están basadas en una conversión razonable de los resultados de investigación sobre las ecuaciones de resistencia (Tide, 1985; Tide, 2001). Estas ecuaciones son esencialmente las mismas que las de las tres ediciones previas de la Especificación LRFD (ver el Comentario E3). La única gran diferencia entre las Especificaciones LRFD previas y esta Especificación es que el factor de resistencia ϕ ha sido incrementado de 0.85 a 0.90. Las razones para este incremento son los cambios en la práctica industrial ya que la calibración original fue desarrollada en la década de 1970.

En la investigación original de la resistencia de columnas de acero basada en probabilidades (Bjorhovde, 1972; Bjorhovde, 1978) se recomiendan tres curvas de columna. Estas son tres curvas promedios de bandas de datos de columnas de similar manufactura. Por ejemplo, columnas tubulares formadas en caliente y en frío caen en la banda de datos de mayor resistencia [Categoría P1 de Columna SSRC en Galambos (1998), Capítulo 3], mientras que las columnas de ala ancha soldadas hechas de placas laminadas por siderúrgicas universales son incluidas en la banda de datos de menor resistencia (Categoría P3 de Columna SSRC). El grupo de datos más grande se concentra alrededor de la Categoría P2 de Columna SSRC. Si la Especificación LRFD original hubiera optado por usar las tres curvas de columna para la respectiva categoría de columna, el análisis probabilístico hubiera dado como resultado un factor de resistencia igual a $\phi = 0.90$ (Galambos, 1983; Galambos, 1998). Se decidió, en todo caso, emplear una sola curva de columna, Categoría P2 de Columna SSRC, para todos los tipos de columna. Esto resultó en una mayor dispersión de datos, y por lo tanto, en un mayor coeficiente de variación, de manera tal que el factor de resistencia $\phi = 0.85$ fue adoptado para las ecuaciones de columna para alcanzar una seguridad comparable a la de las vigas.

La curva simple de columna y el factor de resistencia de 0.85 fueron seleccionados por el Comité AISC en la Especificación de 1981 cuando fue desarrollado el primer borrador de la Especificación LRFD (AISC, 1986). Desde entonces ha habido una serie de cambios en la práctica industrial: (1) los perfiles soldados ya no son manufacturados con placas de laminadoras universales; y (2) la resistencia de fluencia del acero ha aumentado con las normas de acero de construcción (ASTM 992) teniendo una tensión de fluencia nominal de 3 520 kgf/cm² (345 MPa). La dispersión en la tensión de fluencia, en otras palabras, su coeficiente de variación, ha sido reducido (Bartlett et al., 2003).

Un examen de la Tabla de Selección de Curvas de Columna SSRC [Figura 3.27 en Galambos (1998)] revela que ya no existe una Categoría P3 de Curva de Columna SSRC. Ahora es posible usar conservadoramente sólo los datos estadísticos de la Categoría P2 de Columna SSRC para la determinación probabilística de la seguridad de columnas. Las curvas en Figuras C-E1.1 y C-E1.2 muestran que la variación del índice de confiabilidad β con una razón de sobrecarga a carga permanente L/D en el rango de 1 a 5 para

LRFD con $\phi = 0.90$ y ASD con $\Omega = 1.67$, respectivamente, para $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa). El índice de confiabilidad no cae más bajo que $\beta = 2.6$. Esto es comparable a la confiabilidad de vigas. El método ASD entrega una mayor seguridad en el rango de valores bajo L/D que el método LRFD.

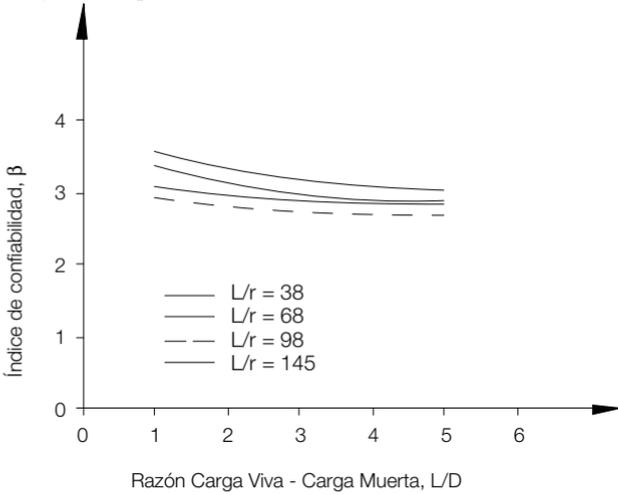


Figura C-E1.1. Confiabilidad de columnas (LRFD).

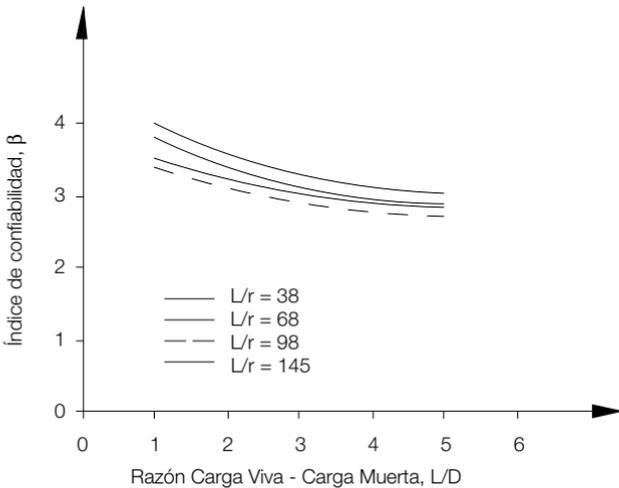


Figura C-E1.2. Confiabilidad de columnas (ASD).

E2. LÍMITES DE ESBELTEZ Y LONGITUD EFECTIVA

El concepto de límite de esbeltez máximo ha sufrido de un cambio evolutivo desde la restricción "...la razón de esbeltez, KL/r , de miembros en compresión no debe exceder 200..." en la Especificación 1978 a eliminar totalmente esta restricción en la presente Especificación. Las Especificaciones ASD 1978 y LRFD 1999 (AISC, 1978; AISC, 2000b) proveen una transición desde la rígida restricción a ninguna restricción por me-

dio de una provisión flexible que dice "...la razón de esbeltez, KL/r , preferiblemente no debería exceder 200..." Esta última actualmente no es restricción alguna, de manera tal que la presente Especificación ha dispuesto utilizar esta provisión de todas formas. En todo caso, el ingeniero debe tomar en cuenta que columnas con razón de esbeltez de más de 200 tendrán una tensión crítica (Ecuación E3-4) menor que 445 kgf/cm^2 (43.5 MPa). El tradicional límite superior de 200 estaba basado en el juicio profesional y la práctica de la economía en construcción, facilidad de manejo y cuidado requerido para minimizar daño inadvertido durante la fabricación, el transporte y el montaje. No se recomienda exceder este límite para miembros en compresión excepto para aquellos casos donde el fabricante y el constructor tienen un cuidado especial durante la ejecución.

E3. PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

La Sección E3 aplica para miembros en compresión con secciones compactas y no compactas, como se define en la Sección B4.

Las ecuaciones de resistencia de columnas de la Sección E3 son las mismas que en las ediciones previas de la Especificación LRFD, con la excepción de un reemplazo cosmético de la razón de esbeltez adimensional

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{por el más familiar } \frac{KL}{r}.$$

Para la conveniencia de aquellos que calculan la tensión de pandeo elástico directamente, sin calcular primero K , los límites en el uso de las Ecuaciones E3-2 y E3-3 se entregan en términos de F_e .

Las Figuras C-E3.1 y C-E3.2 muestran la comparación entre curvas de diseño de columna viejas y nuevas para el caso de $F_y = 3\,520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa). Las curvas muestran la variación de la resistencia disponible de columna con la razón de esbeltez para LRFD y ASD, respectivamente. Las curvas LRFD reflejan el cambio en el factor de resistencia de 0.85 a 0.90 como se explicó en el Comentario. Tanto para LRFD como para ASD, la nueva ecuación de columna entrega un poco más de economía que las previas ediciones de la Especificación.

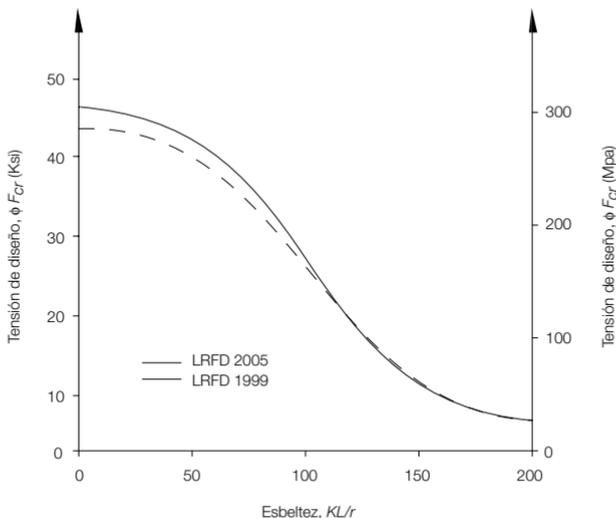


Figura C-E3.1. Comparación de curvas de columna LRFD.

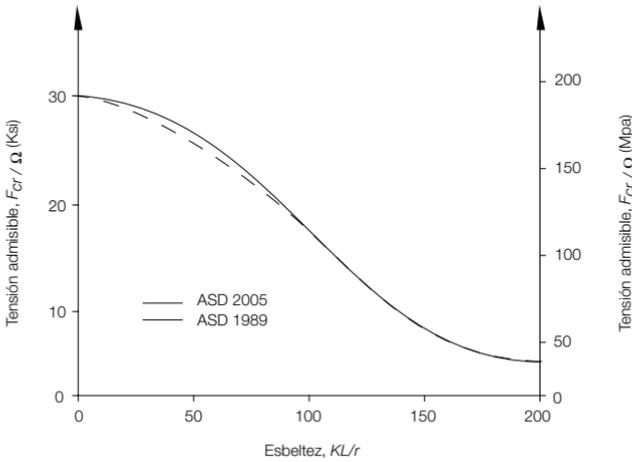


Figura C-E3.2. Comparación de curvas de columna ASD.

El límite entre pandeo elástico e inelástico se define como $\frac{KL}{r} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o

$F_e = 0.44 F_y$. Por conveniencia, estos límites están definidos en la Tabla C-E3.1 para los valores comunes de F_y .

Tabla C-E3.1. Valores límites de KL/r y F_e		
F_y kgf/cm ² (MPa)	Límite $\frac{KL}{r}$	F_e kgf/cm ² (MPa)
2 529 (248)	134	1 111 (109)
3 518 (345)	113	1 550 (152)
4 222 (414)	104	1 856 (182)
4 925 (483)	96	2 162 (212)

Uno de los parámetros clave en las ecuaciones de resistencia de columnas es la tensión crítica elástica, F_e . En todo caso, F_e puede ser determinado además por otros medios, incluyendo un análisis de pandeo directo del marco, como lo permite el Capítulo C, o desde el análisis de pandeo torsional o flexo-torsional descrito en la Sección E4.

Las ecuaciones de resistencia de columnas de la Sección E3 son ecuaciones genéricas que deben ser usadas para el pandeo de marcos y para el pandeo torsional y flexo-torsional (Sección E4); también pueden ser ocupadas con una razón de esbeltez modificada para miembros de ángulo simple (Sección E5); y pueden ser modificadas por el factor Q para columnas con elementos esbeltas (Sección E7).

E4. RESISTENCIA A COMPRESIÓN POR PANDEO TORSIONAL Y FLEXO-TORSIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

La Sección E4 aplica para miembros con simetría simple y asimétricos, y ciertos miembros con simetría doble, como columnas cruciformes y armadas, con secciones compactas y no compactas, como se define en la Sección B4 para elementos en compresión uniforme.

Las ecuaciones de la Sección E4 para determinar las cargas de pandeo elástico torsional y flexo-torsional son derivadas en textos de estabilidad estructural [por ejemplo, Timoshenko y Gere (1961); Bleich (1952); Galambos (1968); Chen y Atsuta (1977)]. Ya que las ecuaciones aplican solamente para pandeo elástico, estas deben ser modificadas para pandeo inelástico al usar la tensión crítica torsional y flexo-torsional, F_{cr} , en las ecuaciones de columna de la Sección E3.

Usualmente los modos de fallas por pandeo torsional de perfiles simétricos y el pandeo flexo-torsional de perfiles asimétricos no son consideradas en el diseño de columnas laminadas. Estas generalmente no gobiernan, o la carga crítica difiere muy poco de la carga de pandeo plano del eje débil. Los modos de pandeo torsional y flexo-torsional pueden, en todo caso, controlar la resistencia de columnas simétricas manufacturadas con elementos placa relativamente delgados, columnas asimétricas y columnas simétricas que tienen una longitud no arriostrada en torsión significativamente mayor que la longitud no arriostrada del eje débil en flexión. Las ecuaciones para determinar la tensión crítica elástica para dichas columnas se entregan en la Sección E4. La Tabla C-E4.1 sirve como guía para seleccionar las ecuaciones apropiadas.

El método más simple para calcular la resistencia de pandeo para ángulos dobles y miembros con sección T (Ecuación E4.2) utiliza directamente la resistencia a flexión del eje y de las ecuaciones de columna de la Sección E3 (Galambos, 1991). Las secciones T que cumplen los límites de la Tabla C-E4.2 no necesitan ser verificadas por pandeo flexo-torsional.

Las Ecuaciones E4.4 y E4.11 contienen el factor de longitud efectiva para pandeo torsional K_z . Este factor puede tomarse conservadoramente como $K_z = 1.0$. Para mayor precisión, $K_z = 0.5$ cuando ambos extremos de la columna poseen una conexión que restringe el alabeo, por ejemplo, al encerrar el extremo en una longitud a lo menos igual que la profundidad del miembro. Cuando uno de los extremos está restringido al alabeo y el otro extremo está libre para alabeo, entonces $K_z = 0.7$.

En los puntos de arriostramiento deben proveerse tanto arriostramientos laterales y/o torsionales, como los que requiere el Apéndice 6. Seaburg y Carter (1997) presentan un repaso de los fundamentos de sollicitación torsional para miembros de acero estructural. También se incluyen ejemplos de diseño.

Tabla C-E4.1.
Selección de las Ecuaciones
para Pandeo Torsional y Flexo-Torsional

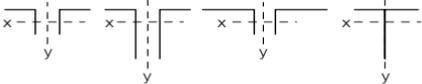
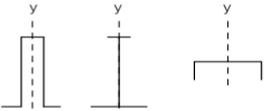
Tipos de Sección	Ecuaciones Aplicables en Sección E4
<p align="center">Ángulo doble y T – Caso (a) en Sección E4</p> 	E4-2 y E4-3
<p align="center">Todos los perfiles de doble simetría y Z – Caso (b)(i)</p> 	E4-4
<p align="center">Miembros de simetría simple excepto ángulos dobles y secciones T – Caso (b)(ii)</p> 	E4-5
<p align="center">Perfiles asimétricos – Caso (b)(iii)</p> 	E4-6

Tabla C-E4.2.
Proporciones Límite para Secciones T

Perfil Sección T	Razón entre ancho total de ala y la profundidad del perfil	Razón entre espesores de ala y alma
Armada	≥ 0.50	≥ 1.25
Laminada	≥ 0.50	≥ 1.20

E5. ÁNGULO SIMPLE EN COMPRESIÓN

La Sección E5 considera el diseño de ángulos simples solicitados por carga de compresión axial introducida a través de un ala conectada. El ala conectada debe estar fijada a la placa gusset o al ala proyectada de otro miembro mediante soldadura o conexión apertada con por lo menos dos pernos. Las expresiones de esbeltez equivalente en esta Sección presumen una restricción significativa en torno del eje y, que es perpendicular al del ala conectada. Esto conduce a que el miembro ángulo tienda a flectarse y pandear principalmente en torno al eje x. Por esta razón se utiliza el parámetro de esbeltez L/r_x . Las razones de esbeltez modificada utilizadas toman en cuenta indirectamente la flexión en los án-

gulos debido a excentricidades de carga y por la restricción impuesta por los cordones de enrejados en los extremos. Los valores para cajones en enrejados reflejan una mayor restricción rotacional de los extremos que la restricción provista por enrejados planos.

Las expresiones de esbeltez equivalente también presumen un grado de restricción rotacional. Las Ecuaciones E5-3 y E5-4 [Caso (b)] suponen un grado mayor de restricción rotacional en torno al eje x que las de las Ecuaciones E5-1 y E5-2 [Caso (a)]. Las Ecuaciones E5-3 y E5-4 son esencialmente equivalentes a aquellas empleadas para ángulos de alas iguales como miembros de alma en torres de transmisión enrejadas en la ASCE 10-97 (ASCE, 2000).

En los enrejados espaciales, los miembros de alma que se unen por una sola cara típicamente ofrecen restricción a la torsión del cordón en los puntos de panel y , por lo tanto, proveen una significativa restricción en torno al eje x de los ángulos bajo consideración. Existe la posibilidad de que los cordones de un enrejado plano restringidos apropiadamente a la torsión usen el Caso (b), en otras palabras, las Ecuaciones E5-3 y E5-4. De la misma manera, los arriostramientos diagonales de ángulo simple en marcos arriostrados pueden considerarse que poseen suficiente restricción en sus extremos como el Caso (a), en otras palabras, las Ecuaciones E5-1 y E5-2 pueden ser empleadas para su diseño. Este procedimiento, en todo caso, no está pensado para la evaluación de la resistencia en compresión de arriostramientos de ángulo simple en configuración x .

El procedimiento de la Sección E5 permite el uso de ángulos de ala desiguales conectados por su ala menor puesto que la esbeltez equivalente es aumentada por una cantidad que es una función de la razón entre las longitudes de las ala larga y corta, y con un límite superior en L/r_z .

Cuando los miembros en compresión de ángulo simple no pueden ser evaluados usando los procedimientos de esta Sección, se deben utilizar las disposiciones de la Sección H2. Al evaluar P_n , debe ser considerada la longitud efectiva debida a las restricciones en los extremos. Mediante valores de factores de longitud efectiva en torno a los ejes geométricos, se pueden usar los procedimientos presentados en Lutz (1992) para calcular un radio de giro efectivo para la columna. Cuando se desea que los resultados no sean demasiado conservadores, se debe considerar también que las restricciones en los extremos reducen la excentricidad de la carga axial de los puntales formados por un ángulo simple y con ello el valor de f_b utilizado en los términos de flexión de la Ecuación H2-1.

E6. MIEMBROS ARMADOS

La Sección E6 considera la resistencia y requisitos dimensionales de miembros armados compuestos de dos o más perfiles interconectados por pernos o soldaduras de punto.

1. Resistencia a Compresión

El espaciamiento longitudinal de los conectores que unen los componentes de miembros armados en compresión debe ser tal que la razón de esbeltez L/r de los perfiles individuales no debe exceder tres cuartas veces la razón de esbeltez del miembro completo. Sin embargo, este requisito no asegura necesariamente que la razón de esbeltez efectiva del miembro armado sea igual al de un miembro armado actuando como una sola uni-

dad. La Sección E6.1 entrega las ecuaciones para la razón de esbeltez modificada que están basadas en investigación y que toman en cuenta el efecto de deformación por corte en los conectores (Zandonini, 1985). La Ecuación E6-1 para conectores de apriete calibrado intermedios está basada empíricamente en resultados de ensayos. En ambos casos las conexiones extremas deben ser soldadas o apernadas completamente tensionadas (Aslani y Goel, 1991). Los conectores deben ser diseñados para resistir las fuerzas de corte que se desarrollan en el miembro pandeado. Las tensiones de corte son altas en la zona de la mayor pendiente del miembro pandeado (Bleich, 1952). Puede ser necesario que el espaciamiento entre sujetadores deba ser menor que el máximo requerido por resistencia, para asegurar un buen ajuste sobre la superficie completa de contacto continuo. Los requisitos especiales para miembros de acero expuestos a condiciones atmosféricas de corrosión son dadas por Brockenbrough (1983).

2. Requisitos Dimensionales

La Sección E6.2 provee los requisitos para el dimensionamiento de miembros armados que no pueden ser descritos en términos de cálculo de tensiones y que más bien están basados en juicio y experiencia.

E7. MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS

El ingeniero estructural que diseña con placas y perfiles laminados rara vez encontrará una ocasión para utilizar la Sección E7 de la Especificación. Entre los perfiles laminados los casos encontrados más frecuentes que requieren la aplicación de esta Sección son columnas que contienen ángulos con alas delgadas y columnas de sección T que poseen almas esbeltas. Debe prestarse atención especial en la determinación de Q cuando las columnas son hechas soldando o apernando placas delgadas.

Las disposiciones de la Sección E7 consideran las modificaciones que deben realizarse cuando uno o más elementos placas en la sección transversal de la columna son esbeltos. Un elemento placa se considera esbelto cuando su razón ancho/espesor excede el valor límite λ_r definido en la Tabla B4.1. Mientras el elemento placa no sea esbelto, este puede soportar completamente la tensión de fluencia sin pandeo local. Cuando la sección contiene elementos esbeltos, el factor de reducción de esbeltez define la razón entre la tensión por pandeo local y la tensión de fluencia, F_y . La tensión de fluencia, F_y , es reemplazada por el valor QF_y , en las ecuaciones de columna de la Sección E3. Estas ecuaciones se repiten como Ecuaciones E7-2 y E7-3. Este alcance para tratar con columnas con elementos esbeltos ha sido utilizado desde la Especificación 1969 (AISC, 1969), emulando la Especificación AISI 1969 (AISI, 1969). Antes del año 1969, la práctica del AISC fue la de suprimir el ancho de la placa que excediera el límite λ_r y verificar la sección remanente de acuerdo con su tensión admisible, lo que resultó ser ineficiente y anti-económico. Las ecuaciones de la Sección E7 son casi idénticas a las ecuaciones originales, con una notable excepción que será discutida posteriormente.

La Especificación hace una distinción entre columnas que poseen elementos no atiesados y atiesados. Se utilizan dos filosofías por separado: elementos no atiesados son considerados por alcanzar su estado límite cuando estos alcanzan la tensión teórica de pandeo local. Los elementos atiesados, por otra parte, hacen uso de la resistencia de post-pandeo inherente en una placa que está soportada en ambos bordes longitudinales, tales como las columnas tubulares. El concepto de ancho efectivo se usa para obtener

la resistencia post-pandeo adicional. Esta filosofía dual refleja la práctica de 1969 en el diseño de columnas formadas en frío. Las ediciones posteriores de las Especificaciones AISI, en particular, la *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* (AISI, 2001), de ahora en adelante referida como Especificación Norteamericana AISI adoptó el concepto de ancho efectivo tanto para columnas atiesadas como no atiesadas. Las ediciones posteriores de la Especificación AISI (incluyendo esta Especificación), no siguen el ejemplo dejado por la Especificación AISI para placas no atiesadas pues las ventajas de la resistencia post-pandeo no son disponibles a menos que los elementos placa sean muy esbeltos. Tales dimensiones son comunes para columnas formadas en frío, pero son raramente encontradas en estructuras hechas con placas laminadas.

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Q_s

Las ecuaciones para el factor de reducción de tensiones en elementos esbeltos, Q_s , se entregan en la Sección E7.1 para los casos de elementos que sobresalen en perfiles laminados (Caso a), perfiles armados (Caso b), ángulos simples (Caso c) y almas de secciones T, (Caso d). El esquema implícito para estas disposiciones se ilustra en la Figura C-E7.1. Las curvas muestran la relación entre el factor Q y la razón de esbeltez

no dimensional $\frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}$

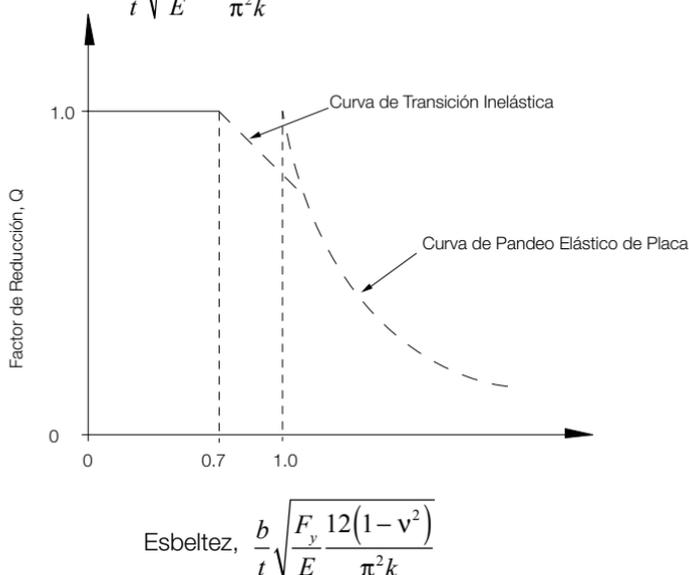


Figura C-E7.1. Definición de Q_s para elementos esbeltos no atiesados.

El ancho b y el espesor t se definen para los perfiles aplicables en Sección B4; $\nu = 0.3$ (Módulo de Poisson) y k es el coeficiente de pandeo de placa que depende del tipo y restricciones de borde de la placa. Para ángulos simples, $k = 0.425$ (se supone sin restricción en el otro extremo del ala), y para elementos de ala sobresalientes y almas de secciones T, k es aproximadamente igual a 0.7 lo cual refleja que se ha estimado la restricción desde la parte de la sección en donde la placa es conectada a uno de sus bordes, siendo el otro borde libre.

La curva que relaciona Q con la razón de esbeltez de placa tiene tres componentes: (i) una parte donde $Q = 1$ cuando el factor de esbeltez es menor que o igual a 0.7 (la placa puede ser sometida a tensión hasta alcanzar su límite de fluencia), (ii) la zona de

pandeo elástico de la placa, cuando el pandeo es controlado por $F_{cr} = \frac{\pi^2 Ek}{12(1-\nu^2)\left(\frac{b}{t}\right)^2}$,

y (iii) una zona de transición que toma en cuenta empíricamente los efectos de fluencia temprana debido a las tensiones residuales en el perfil. Generalmente la zona de transición se toma como una línea recta. El desarrollo de las disposiciones para elementos no atesados se debe a los trabajos de Winter y sus colaboradores, en el Comentario de la Especificación Norteamericana AISI (AISI, 2001) se presenta una lista completa de referencias en esta materia. Las disposiciones de esbeltez son ilustradas por el ejemplo de alas esbeltas de perfiles laminados en Figura C-E7.2.

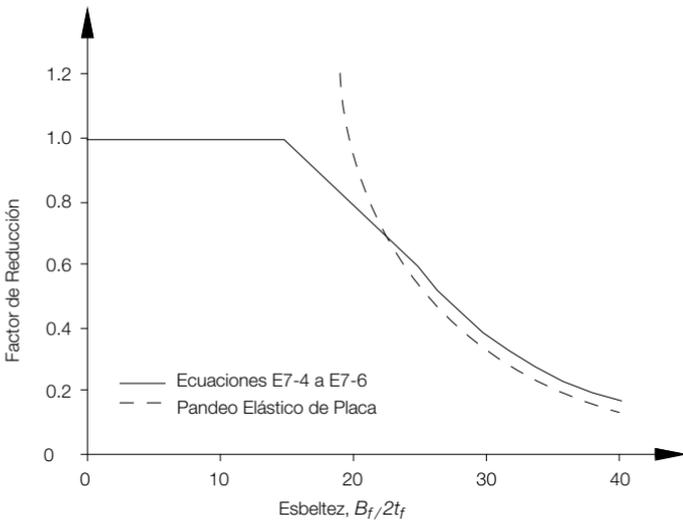


Figura C-E7.2. Q Para columnas laminadas de ala ancha de $F_y = 3\,520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa).

Las ecuaciones para alas no atesadas sobresalientes, ángulos y placas de secciones armadas (Ecuaciones E7-7 a E7-9) tienen una historia que comienza con la investigación publicada por Johnson (1985). En ensayos de vigas con alas esbeltas y almas esbeltas, se encontró que existía una interacción entre el pandeo de las alas y la distorsión en el alma, lo que originaba una predicción no conservadora de la resistencia. La modificación basada en las ecuaciones recomendadas por Johnson (1985) apareció primero en la Especificación ASD 1989 (AISC, 1989).

Para simplificar las ecuaciones originales en la Especificación LRFD 1993 (AISC, 1993) fueron introducidas modificaciones, y estas ecuaciones se han mantenido intactas en la presente Especificación. La influencia de la esbeltez del alma se considera por la incorporación del factor

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \quad (\text{C-E7-1})$$

en las ecuaciones de λ_r y Q , donde k_c , para propósitos de cálculo no debe tomarse menor que 0.35 ni mayor que 0.76.

2. Elementos Esbeltos Atiesados, Q_a

Mientras que para los elementos esbeltos no atiesados la Especificación para pandeo local está basada en el estado límite de inicio de pandeo de la placa, un método mejorado basado en el concepto de ancho efectivo es usado para la resistencia a compresión de elementos atiesados en columnas. Este método fue propuesto originalmente por von Karman, Sechler y Donnell (1932). El método fue posteriormente modificado por Winter (1947) para proveer una transición entre elementos muy esbeltos y elementos de baja esbeltez, demostrando mediante ensayos que es completamente efectivo. De acuerdo con la modificación introducida por Winter (1947) para la Especificación Norteamericana AISI (AISI, 2001), la razón entre la anchura efectiva y la anchura actual aumenta en la medida que el nivel de tensión de compresión aplicado al elemento atiesado en un miembro disminuye y toma la forma

$$\frac{b_e}{t} = 1.9 \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{C}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \quad (\text{C-E7-2})$$

Donde f se toma como F_{cr} de la columna suponiendo $Q = 1.0$ y C es una constante basada en resultados de ensayos (Winter, 1947).

El valor base del coeficiente C para columnas de acero formadas en frío en las ediciones de la Especificación Norteamericana AISI desde la década de 1970 es $C = 0.415$. El coeficiente original AISI de 1.9 usado en la Ecuación C-E7-2 fue cambiado por 1.92 en la Especificación para reflejar el hecho de que el módulo de elasticidad E se toma como 2.07×10^6 kgf/cm² (203 400 MPa) para acero formado en frío y 2.04×10^6 kgf/cm² (200 000 MPa) para acero laminado.

En el caso de tubos cuadrados y rectangulares de espesor uniforme, donde los lados aportan una restricción rotacional poco significativa unos a otros, el valor de $C = 0.38$ en la Ecuación E7-18 es mayor que el valor de $C = 0.34$ en la Ecuación E7-17. La Ecuación E7-17 aplica en general para los casos de placas atiesadas en compresión uniforme donde existe una restricción substancial desde el ala adyacente o desde elementos de alma. Los coeficientes $C = 0.38$ y $C = 0.34$ son menores que el valor equivalente $C = 0.415$ de la Especificación Norteamericana AISI (AISI, 2001), lo que refleja el hecho de que las secciones de acero laminado tienen conexiones más rígidas entre placas debido a la soldadura o filetes en perfiles laminados que en el caso de perfiles formados en frío.

La teoría clásica de cilindros comprimidos longitudinalmente sobreestima la resistencia al pandeo, a menudo un 200% o más. Las imperfecciones inevitables del perfil y la excentricidad de las cargas son las responsables de la reducción en la resistencia real respecto de la resistencia teórica. Los límites en la Sección E7.2(c) están basados en evidencia experimental (Sherman, 1976), en vez de cálculos teóricos, donde se indica que el pandeo local no ocurre cuando

$$\frac{D}{t} \leq 0.11 \frac{E}{F_y}$$

Cuando D/t excede este valor pero es menor que

$$\frac{D}{t} \leq 0.45 \frac{E}{F_y}$$

La Ecuación E7-19 provee una reducción en el factor de reducción de pandeo local Q . Esta Especificación no recomienda el uso de columnas con perfil tubular circular cuando

$$\frac{D}{t} \leq 0.45 \frac{E}{F_y}$$

CAPÍTULO F

DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

F1. DISPOSICIONES GENERALES

El Capítulo F aplica a miembros solicitados a flexión simple en torno de un eje principal. La Sección F2 entrega las disposiciones para la resistencia en flexión de miembros compactos de sección H con doble simetría y canales sujetos a flexión en torno a su eje mayor. Para muchos ingenieros, las disposiciones de esta Sección serán suficientes para desarrollar los diseños habituales. Las demás secciones del Capítulo F consideran casos que se presentan con menor frecuencia a los ingenieros estructurales. Debido a que existen muchos casos, la Tabla F1.1 ha sido incluida como un mapa de navegación a través de todos los casos considerados en el Capítulo F. La cobertura de este Capítulo es extensa y hay muchas ecuaciones que parecen formidables; sin embargo, se hace hincapié nuevamente en que para la mayoría de los diseños el ingeniero rara vez necesita ir más allá de la Sección F2.

Para todas las secciones cubiertas en el Capítulo F, la resistencia nominal en flexión más probable es el momento plástico, $M_n = M_p$. Es importante tener presente que el uso de este valor en el diseño representa un aprovechamiento óptimo del acero. Para poder utilizar M_p la sección de la viga debe ser compacta y el miembro debe estar arriostrado lateralmente. La compactidad depende de la razón ancho/espesor de las placas de ala y alma, tal como se define en Sección B4. Cuando no se cumplen estas condiciones, la resistencia nominal de flexión disminuye. Todas las secciones en el Capítulo F tratan esta reducción de la misma forma. Para vigas arriostradas lateralmente, la región de momento plástico se extiende sobre el rango de razones ancho/espesor de placa, λ hasta el valor de λ_p . Esta es la condición compacta. Más allá de este límite el momento nominal disminuye linealmente hasta que λ alcanza λ_r . Este es el rango donde la sección es no compacta. Más allá de λ_r , la sección posee elementos esbeltos.

La Figura C-F1.1 ilustra estos tres rangos en el caso de un miembro laminado de ala ancha H para el estado límite de pandeo local. La curva en la Figura C-F1.1 muestra la relación entre la razón ancho/espesor del ala $b_f/2t_f$ y el momento nominal, M_n .

La relación básica entre el momento de flexión nominal, M_n , y la longitud no arriostrada, L_b , para el estado límite de pandeo lateral-torsional se muestra en la Figura C-F1.2 para una sección compacta [W27x84 (W690x125), $F_y = 3\,520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa)] solicitada a flexión uniforme, $C_b = 1.0$.

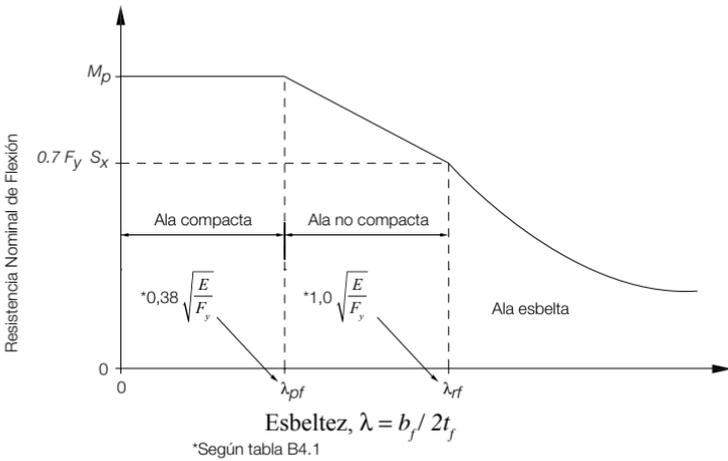


Figura C-F1.1. Resistencia de Flexión Nominal como una función de la razón ancho/espesor de perfiles H laminados.

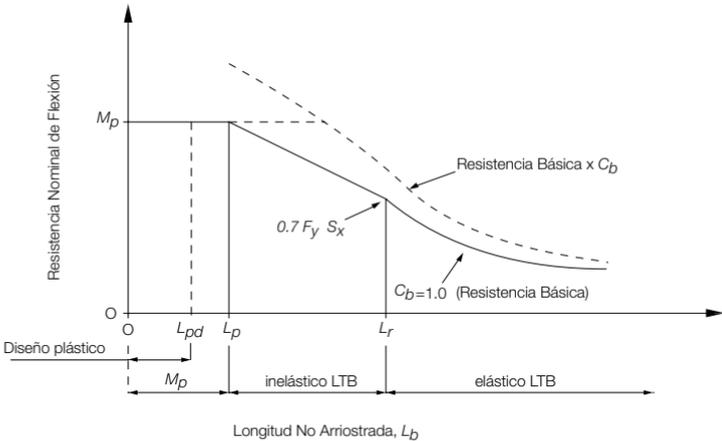


Figura C-F1.2. Resistencia de Flexión Nominal como una función de la longitud no arriostrada y el gradiente de momentos.

Existen cuatro zonas principales definidas en la curva básica por las longitudes L_{pd} y L_p . La Ecuación F2-5 define la longitud no arriostrada máxima L_p para alcanzar M_p con momento uniforme. El pandeo elástico lateral-torsional ocurrirá cuando la longitud no arriostrada es mayor que L_r , dada por Ecuación F2-6. La Ecuación F2-2 define el rango de pandeo inelástico lateral-torsional como una línea recta entre los límites definidos M_p para L_p y $0.7 F_y S_x$ para L_r . La resistencia al pandeo en la región elástica está dada por las Ecuaciones F2-3 y F2-4 para miembros con sección H. La longitud L_{pd} se define en el Anexo 1 como la longitud no arriostrada límite para el diseño plástico.

Cuando el diagrama de momentos a lo largo del miembro es distinto del diagrama de momentos uniforme, la resistencia al pandeo lateral se obtiene de multiplicar la resistencia básica en la región elástica e inelástica por C_b como se muestra en la Figura C-F1.2. Sin embargo, en ningún caso la capacidad máxima de momento puede exceder el valor de momento plástico M_p . Debe tenerse presente que el valor de L_p dado por la Ecuación F2-5 es meramente una definición que tiene significado físico solamente cuando C_b

= 1.0. Para valores de C_b mayores que 1.0, los miembros con grandes longitudes no arriostradas pueden alcanzar M_p , como se muestra en la curva para $C_b > 1.0$ de la Figura C-F1.2. Esta longitud se calcula al igualar la Ecuación F2-2 a M_p y resolviendo para L_b usando el valor actual de C_b .

La Ecuación

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \quad (\text{C-F1-1})$$

ha sido usada desde 1961 en la Especificación AISC para ajustar las ecuaciones de pandeo lateral-torsional a las variaciones en el diagrama de momento dentro de la longitud no arriostrada. Sin embargo, esta ecuación sólo se aplica a diagramas de momento cuya variación es lineal a lo largo del miembro—una condición que rara vez ocurre en el diseño. La ecuación entrega un límite inferior a las soluciones desarrolladas por Salvadori (1956). La Ecuación C-F1-1 puede ser fácilmente malinterpretada y mal aplicada para diagramas de momento que no son lineales dentro del segmento no arriostrado. Kirby y Nethercot (1979) presentan una ecuación que aplica para varias formas de diagramas de momento dentro del segmento no arriostrado. Su ecuación original ha sido ligeramente ajustada para resultar en la Ecuación C-F1-2 (Ecuación F1-1 en el cuerpo de esta Especificación):

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{C-F1-2})$$

Esta Ecuación entrega una solución más precisa para vigas con extremos fijos, y entrega aproximadamente las mismas respuestas que la Ecuación C-F1-1 para diagramas de momento con líneas rectas entre puntos de arriostramiento. C_b calculado mediante la Ecuación C-F1-2 para diagramas de momento con otras formas muestra un buen ajuste con ecuaciones más precisas pero más complejas (Galambos, 1998). La Ecuación C-F1-2 usa los valores absolutos de los momentos ubicados en los tres cuartos del tramo y el máximo momento. El momento máximo en el segmento no arriostrado siempre es usado para comparar con el momento nominal M_n . Se usa la longitud entre arriostramientos, y no la distancia entre puntos de inflexión. Es igualmente satisfactorio usar C_b según la Ecuación C-F1-1 para diagramas de momento en línea recta dentro del largo no arriostrado.

Las ecuaciones para el estado límite de pandeo lateral-torsional del Capítulo F suponen que las cargas son aplicadas a lo largo del eje centroidal de la viga. C_b puede ser tomado conservadoramente igual a 1.0, con la excepción de algunos casos que involucran voladizos sin arriostrar o miembros sin arriostramiento dentro de su luz y con cargas significativas aplicadas en el ala superior. Cuando la carga es ubicada sobre el ala superior y esta no se encuentra arriostrada, existe un efecto de lado que reduce el momento crítico; por el contrario, cuando la carga se suspende desde el ala inferior no arriostrada, existe un efecto estabilizador que aumenta el momento crítico (Galambos, 1998). Para cargas en el ala superior no arriostrada de miembros compactos de sección H, el momento crítico reducido puede ser conservadoramente aproximado al igualar la expresión raíz cuadrada en la Ecuación F2-4 a 1.0.

El factor de longitud efectiva igual a 1.0 está implícito en las ecuaciones de momento crítico para representar el peor caso de segmento no arriostrado simplemente apoyado. La

resistencia de momento puede incrementarse cuando el segmento crítico se apoya sobre sus segmentos adyacentes que no han sufrido pandeo. Los estudios sobre los efectos de pandeo lateral-torsional en vigas continuas, han permitido desarrollar un método de diseño, simple y conservador basado en la analogía de columnas con extremos restringidos sin desplazamiento lateral con una longitud efectiva menor a 1.0 ha sido propuesta (Galambos, 1998).

F2. MIEMBROS COMPACTOS DE SECCIÓN H DOBLEMENTE SIMÉTRICAS Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

La Sección F2 aplica para miembros compactos con sección H o canales sujetos a flexión en torno a su eje mayor; por lo tanto, el único estado límite a considerar es el pandeo lateral-torsional. Casi todos los perfiles laminados de ala ancha contenidos en el *Manual de Construcción en Acero AISC* son candidatos para ser diseñados por las disposiciones de esta Sección, como se indica en las Notas que se incluyen en la Especificación.

Aunque se presentan de distinta forma, las ecuaciones de la Sección F2 son idénticas a las correspondientes de la Sección F1 de la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b). La siguiente tabla entrega una lista de la equivalencia entre ecuaciones:

TABLA C-F2.1	
Comparación de las Ecuaciones para Resistencia Nominal de Flexión	
Ecuaciones Especificación AISC/LRFD 1999	Ecuaciones Especificación Actual
F1-1	F2-1
F1-2	F2-2
F1-13	F2-3 y F2-4

La única diferente entre las dos especificaciones es que la tensión en la interfase entre pandeo elástico e inelástico ha sido cambiada de $F_y - F_r$ en la edición 1999 a $0.7F_y$ en la actual. En la Especificación previa la tensión residual, F_r , para perfiles laminados y soldados era diferente, igual a 705 kgf/cm² (69 MPa) y 1 160 kgf/cm² (114 MPa), respectivamente, mientras que en esta Especificación la tensión residual ha sido tomada como $0.3F_y$ de manera tal que se adaptó el valor de $F_y - F_r = 0.7F_y$. Este cambio fue hecho para ayudar a la simplicidad con efecto despreciable en la economía.

La tensión de pandeo elástico lateral-torsional, F_{cr} , según la Ecuación F2-4:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{C-F2-1})$$

es idéntica a la Ecuación F1-13 de la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b):

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = \frac{C_b \pi}{L_b S_x} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \quad (\text{C-F2-2})$$

cuando se introducen los siguientes valores auxiliares: $c = 1$ (ver su definición en la Sección F2); $r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$; $h_o = d - t_f$; $y \frac{2G}{\pi^2 E} = 0.0779$.

La Ecuación F2-5 es la misma que la F1-4 de la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b), y F2-6 corresponde a F1-6. Esta se obtiene al igualar $F_{cr} = 0.7F_y$ en la Ecuación F2-4 y resolviendo para L_b . El término r_{ts} puede ser calculado conservadoramente como el radio de giro del ala en compresión más un sexto del alma.

Estas disposiciones han sido simplificadas en comparación a las disposiciones ASD anteriores basadas en un mayor entendimiento del comportamiento de los estados límite en vigas. La tensión máxima admisible obtenida en estas disposiciones puede ser ligeramente mayor que el límite previo de $0.66F_y$, ya que la resistencia plástica verdadera del miembro es reflejada por el uso del módulo seccional plástico en la Ecuación F2-1. Las disposiciones de la Sección F2 para longitudes no arriostradas son satisfechas a través del uso de dos ecuaciones, una para el pandeo inelástico lateral-torsional (Ecuación F2-2), y otra para el pandeo elástico lateral-torsional (Ecuación F2-3). Las disposiciones ASD anteriores entregan una tensión límite arbitraria de $0.6F_y$ cuando la viga no era completamente arriostrada y requería la verificación de tres ecuaciones con la selección de la tensión más grande para determinar la resistencia de la viga no arriostrada lateralmente. Con las disposiciones actuales, una vez determinada la longitud no arriostrada, la resistencia del miembro puede ser obtenida directamente de estas ecuaciones.

F3. MIEMBROS DE SECCIÓN H DOBLEMENTE SIMÉTRICAS CON ALMAS COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

La Sección F3 es un suplemento de la Sección F2 para el caso cuando el ala de la sección es no compacta o esbelta (ver Figura C-F1.1, variación lineal de M_n entre λ_{pf} y λ_{rf}). Como se menciona en las Notas de la Sección F2, muy pocos perfiles laminados de ala ancha están sujetos a este criterio.

F4. OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

La Sección F4 no tiene directa contraparte con Especificaciones AISC previas excepto por las disposiciones de pandeo lateral para secciones con simple simetría en la Tabla A-F1.1 en la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b). Estas disposiciones no han sido traídas a la presente Especificación. Las disposiciones de la Sección F4 son aplicables a vigas de ala ancha con doble simetría con alas esbeltas y para miembros de ala ancha con simetría simple con alas compactas, no compactas o esbeltas, y almas no compactas (ver la Tabla F1.1 de la Nota). Esta parte del Capítulo F abarca esencialmente vigas soldadas de sección H cuyas almas no son esbeltas. La Sección F5 considera secciones H soldadas con almas esbeltas. Los contenidos de la Sección F4 están basados en White (2004).

Se consideran tres estados límite: (a) pandeo lateral-torsional (LTB); (b) pandeo local del ala (FLB); y (c) fluencia del ala en tracción (TFY). El efecto del pandeo inelástico del alma se toma indirectamente al multiplicar el momento que causa la fluencia en el ala en compresión por el factor R_{pc} y el momento que causa la fluencia en el ala en tracción por el factor R_{pt} . Estos dos factores pueden variar de la unidad hasta un máximo de 1.6.

Conservadoramente, estos pueden suponerse igual a 1.0. Para la determinación de R_{pc} y R_{pt} , los siguientes pasos constituyen una guía:

Paso 1. Calcular h_p y h_c : Ver Figura C-F4.1.

Paso 2. Determinar la esbeltez de alma y los momentos de fluencia en compresión y tracción:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{h_c}{t_w} \\ S_{xc} = \frac{I_x}{y}; \quad S_{xt} = \frac{I_x}{d-y} \\ M_{yc} = F_y S_{xc}; \quad M_{yt} = F_y S_{xt} \end{array} \right\} \quad (\text{C-F4-1})$$

Paso 3. Determinar λ_{pw} y λ_{rw} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{pw} = \frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left[\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09 \right]^2} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{array} \right\} \quad (\text{C-F4-2})$$

Si $\lambda > \lambda_{rw}$, entonces el alma es esbelta y el diseño es gobernado por la Sección F5.

Paso 4. Calcular R_{pc} y R_{pt} con las Ecuaciones F4-9a o F4-9b y F4-15a o F4-15b, respectivamente.

El máximo momento nominal es $R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc}$ si el ala está en compresión, y $R_{pt} M_{yt} = R_{pt} F_y S_{xt}$ cuando el ala está en tracción. Por lo tanto, las disposiciones son las mismas para miembros con doble simetría de la Sección F2 y F3. Para el estado límite de pandeo lateral-torsional, los miembros de sección H con alas desiguales son tratados como si fueran secciones H con doble simetría. Esto significa que las Ecuaciones F2-4 y F2-6 son las mismas que las Ecuación F4-5 y F4-8, excepto que las primeras usan S_x y las últimas usan S_{xc} , el módulo elástico de toda la sección y el módulo elástico del lado en compresión, respectivamente. Esta es una simplificación que tiende a ser algo conservadora cuando el ala en compresión es menor que el ala en tracción, y es algo no conservadora cuando se cumple lo inverso de esta última condición. También se requiere revisar la fluencia de ala en tracción cuando el ala en tracción es menor que el ala en compresión (Sección F4.3).

Para una solución más precisa, especialmente cuando las cargas no son aplicadas en el centroide del miembro, el ingeniero estructural debe referirse al Capítulo 5 de la Guía SSRC (Galambos, 1998; Galambos, 2001; White y Jung, 2003). White entrega las siguientes ecuaciones alternativas en lugar de las Ecuaciones F4-5 y F4-8:

$$M_n = C_b \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \left\{ \frac{\beta_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\beta_x}{2}\right)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left[1 + 0.0390 \frac{J}{C_w} L_b^2\right]} \right\} \quad (C-F4-3)$$

$$L_r = \frac{1.38E\sqrt{I_y J}}{S_{xc} F_{yr}} \sqrt{\frac{2.6\beta_x F_{yr} S_{xc}}{EJ} + 1} + \sqrt{\left[\frac{2.6\beta_x F_{yr} S_{xc}}{EJ} + 1\right]^2 + \frac{27.0C_w}{I_y} \left(\frac{F_{yr} S_{xc}}{EJ}\right)^2} \quad (C-F4-4)$$

donde el coeficiente de monosimetría, es $\beta_x = 0.9h\alpha \left(\frac{I_{yc}}{I_{yt}} - 1\right)$, y

la constante de alabeo, es $C_w = h^2 I_{yc} \alpha$, y $\alpha = \frac{1}{\frac{I_{yc}}{I_{yt}} + 1}$

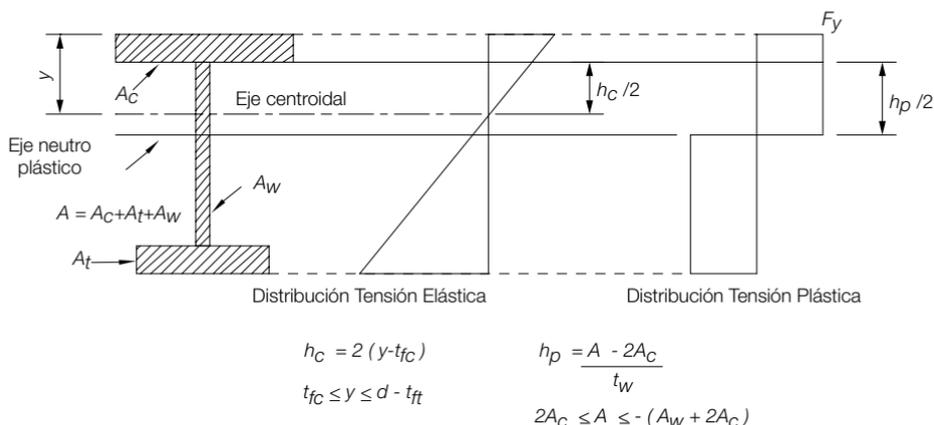


Figura C-F4.1. Distribución de las tensiones elásticas y plásticas.

F5. MIEMBROS DE SECCIÓN H CON DOBLE Y SIMPLE SIMETRÍA CON ALMAS ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta Sección aplica para vigas fabricadas con planchas soldadas de sección H con doble y simple simetría y con almas esbeltas, esto significa, $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$. Los estados límite aplicables son: pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala en compresión y fluencia del ala en tracción. Las disposiciones de esta Sección han cambiado poco desde 1963, y son similares a las disposiciones de la Sección A-G2 en la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b) y a las de la Sección G2 en la Especificación ASD 1989 (AISC, 1989). Todas estas disposiciones están basadas en una investigación publicada por Basler y Thurlimann (1963).

Existe una transición abrupta entre las ecuaciones de la Sección F4 y F5. Por eso la resistencia a flexión de una viga con $F_y = 3\ 520\ \text{kgf/cm}^2$ (345 MPa) y un alma de esbeltez $h/t_w = 137$ no es cercana a la de una viga con $h/t_w = 138$. Estas dos razones de esbeltez

están a cada lado de la razón límite. La diferencia es causada por la discontinuidad entre las resistencias al pandeo lateral-torsional predichas por la Sección F4 y aquellas predichas por la Sección F5 debido al uso implícito de $J = 0$ en la Sección F5. Sin embargo, para miembros típicos con sección de alma no compacta cercana al límite de alma no compacta, la influencia de J en la resistencia al pandeo lateral-torsional es relativamente pequeña (por ejemplo, el valor calculado L_r incluyendo J versus usar $J = 0$ típicamente difiere en menos de 10%). El uso implícito de $J = 0$ en la Sección F5 está pensado para tomar en consideración la influencia de la flexibilidad a la distorsión del alma en la resistencia al pandeo lateral-torsional para miembros de sección H con almas esbeltas.

F6. MIEMBROS DE SECCIÓN H Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MENOR

Los miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje menor no sufren de pandeo lateral-torsional o de pandeo del alma. El único estado límite a considerar es la fluencia y el pandeo local del ala. La Nota informa al ingeniero estructural que pocos perfiles laminados necesitan verificarse para pandeo local del ala.

F7. TUBOS CUADRADOS Y RECTANGULARES

Las disposiciones para la resistencia nominal en flexión de tubos incluyen los estados límite de fluencia y pandeo local. Los tubos cuadrados y rectangulares flectados en torno a su eje menor no están sujetos a pandeo lateral-torsional.

Debido a la alta resistencia torsional de las secciones cerradas, las longitudes no arriostadas críticas L_p y L_r que corresponden al desarrollo del momento plástico y de momento de primera fluencia, respectivamente, son muy grandes. En el caso de un tubo HSS20x4x5/16 de la serie de perfiles AISC (equivalente a HSS 508 x 101.6 x 7.9 para dimensiones en milímetros), que tiene una de las razones alto/ancho más grandes entre los tubos HSS estándar, las longitudes críticas resultan L_p de 2.0 m y L_r de 42m, según lo determina la Especificación LRFD 1993 (AISC, 1993). Si se aplica a la condición de servicio un límite por flecha, este puede corresponder a razones largo/alto de 24, lo que es equivalente a una longitud de 12 m para este miembro. Usando la reducción lineal especificada entre el momento plástico y el momento de fluencia para pandeo lateral-torsional, el momento nominal resulta sólo un 7% inferior al momento plástico para una longitud de 12 m. En la mayoría de los diseños prácticos donde el gradiente de momentos C_b es mayor que la unidad, la reducción no aparecerá o será insignificante, tal como se muestra en la Figura C-F7.1.

Las disposiciones para pandeo local de tubos rectangulares no compactos también son las mismas de las secciones previas de este Capítulo: $M_n = M_p$ para $b/t \leq \lambda_p$, y una transición lineal desde M_p hasta $F_y S_x$ cuando $\lambda_p < b/t \leq \lambda_r$. La ecuación para el ancho efectivo del ala en compresión cuando b/t excede λ_r es la misma que se usa para tubos rectangulares en compresión axial excepto que la tensión se toma como la tensión de fluencia. Esto implica que la tensión en las esquinas del ala en compresión es la de fluencia cuando en el ala se alcanza la resistencia última de post-pandeo.

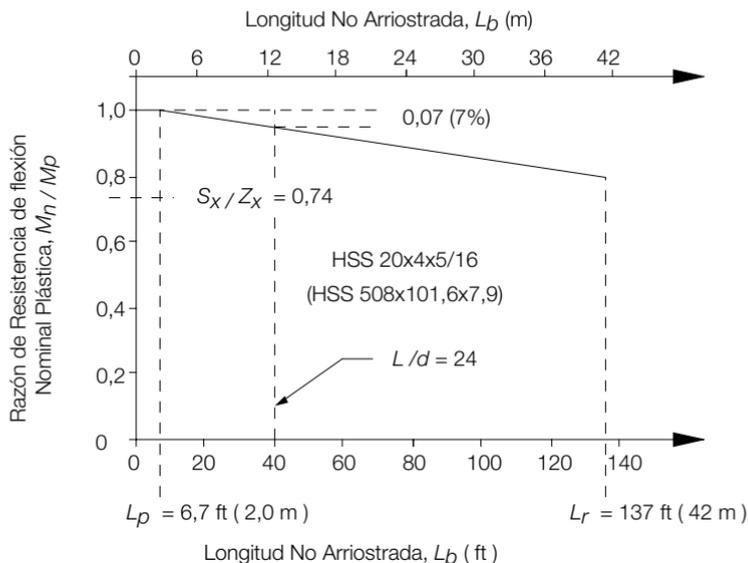


Figura C-F7.1. Pandeo lateral-torsional de tubos rectangulares.

Cuando se usa el ancho efectivo, la resistencia nominal en flexión se determina por el módulo de sección efectivo para el ala en compresión usando la distancia desde el eje neutro trasladado. Una estimación ligeramente conservadora para la resistencia nominal en flexión puede obtenerse al usar el ancho efectivo tanto para el ala en compresión y tracción, de forma tal de mantener la simetría de la sección y simplificar los cálculos.

F8. TUBOS REDONDOS

Los tubos redondos no están sujetos a pandeo lateral-torsional. Los modos de falla y el comportamiento post-pandeo de tubos redondos pueden agruparse dentro de tres categorías (Sherman, 1992; Galambos, 1998):

- Para valores pequeños de D/t , ocurre una prolongada meseta plástica en la curva momento-rotación. La sección circular se transforma en elíptica gradualmente, se forman eventualmente pandeos locales con formas de ondas, y la resistencia de momento subsecuentemente decae lentamente. La resistencia en flexión puede exceder el momento plástico nominal debido al endurecimiento por deformación.
- Para valores intermedios de D/t , el momento plástico casi es alcanzado, se desarrolla sólo una onda de pandeo local y la resistencia en flexión decae lentamente con poca o ninguna región de meseta plástica.
- Para valores altos de D/t , múltiples pandeos se forman sorpresivamente con muy poca variación de la sección transversal y la resistencia en flexión decae rápidamente.

Las disposiciones de resistencia en flexión para tubos redondos reflejan estas tres regiones de comportamiento y están basadas en cinco programas experimentales que involucran tubos formados en caliente sin costura, tubos soldados por resistencia eléctrica y tubos fabricados (Galambos, 1998).

F9. SECCIONES T Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA

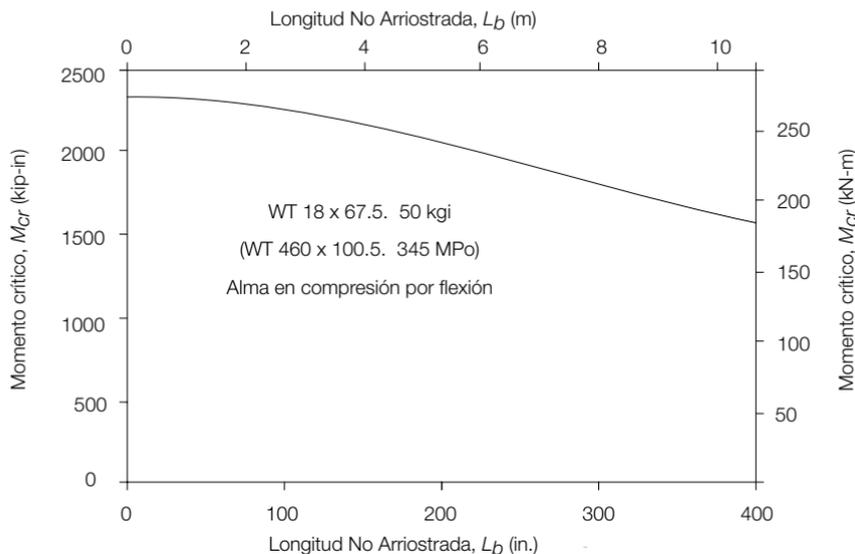
La resistencia al pandeo lateral-torsional (LTB) para vigas T de simetría simple es dada por una ecuación bastante compleja (Galambos, 1998). La Ecuación F9-4 es una formulación simplificada basada en Kitipornchai y Trahair (1980). Ver también Ellifritt, Wine, Sputo y Samuel (1992).

El factor C_b usado para vigas de sección H es no conservador para vigas T con alma en compresión. Para tales casos es apropiado $C_b = 1.0$. Cuando las vigas son flectadas en doble curvatura, la parte con el alma en compresión puede controlar la resistencia al pandeo lateral-torsional aun cuando los momentos sean pequeños en relación a las otras partes de la longitud no arriostrada con $C_b \approx 1.0$. Esto es porque la resistencia al pandeo lateral-torsional de una sección T con alma en compresión puede alcanzar sólo alrededor de un cuarto la resistencia de la sección T con alma en tracción. Puesto que la resistencia al pandeo es sensible al diagrama de momentos, C_b ha sido tomado conservadoramente como 1.0. En los casos donde el alma está en tracción, el detalle de las conexiones debe ser diseñado de manera de minimizar cualquier momento en el extremo cuya restricción pueda causar que el alma esté en compresión.

Esta Sección no provee ningún límite a la razón ancho/espesor de alma, λ_p , que permita tomar en cuenta el pandeo local del alma cuando está en compresión. La razón para esta omisión es que las ecuaciones de pandeo lateral-torsional (Ecuaciones F9-4 y F9-5) también entregan la resistencia al pandeo local cuando L_b se aproxima a cero. Esto no es evidente inmediatamente, porque cuando se sustituye $L_b = 0$ en las ecuaciones se obtiene, después de un poco de manipulación algebraica, $M_{cr} = 0/0$, que es una expresión matemática indeterminada. Por medio de cálculo elemental este problema puede ser resuelto al diferenciar el numerador y el denominador tantas veces como sea necesario para obtener una expresión explícita usando la regla de L'Hopital. Si esta operación se realiza dos veces, se obtiene la siguiente ecuación para el momento crítico que resulta de la combinación de pandeo lateral-torsional y local:

$$M_{cr, L_b=0} = \frac{\pi EJ \sqrt{\frac{G}{E}}}{4.6d} = 0.424 \frac{EJ}{d} \quad (\text{C-F9-1})$$

La relación entre la longitud no arriostrada y el momento crítico para una viga WT460x100.5 (WT18x67.5) [$F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa)], con el alma en compresión por flexión, se muestra en la Figura C-F9.1.



*Momento crítico cuando $L_b = 0$: $M_{LB} = 2409$ kip-in (274,25 kN-m)
Esto es también pandeo local del alma bajo compresión por flexión.
Momento de fluencia: $M_y = 2485$ kip-in (282,90 kN-m)*

*Figura C-F9.1. Momento crítico para una viga T
[WT460x100.5 (WT18x67,5), $F_y = 3.520$ kgf/cm² (345 MPa)].*

Aun cuando la flexión en torno al eje y de secciones T y ángulos dobles no ocurre frecuentemente, se entregan guías para considerar esta condición. El estado límite de fluencia y el estado límite de pandeo local en el ala deben ser verificados al usar las Ecuaciones F6-1 a F6-4. Conservadoramente el pandeo lateral-torsional puede ser calculado al suponer que el ala actúa de forma individual como una viga rectangular, usando las Ecuaciones F11-2 a la F11-4. Alternativamente para obtener la resistencia nominal a flexión puede usarse el momento crítico elástico dado por

$$M_e = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_x GJ} \quad (\text{C-F9-2})$$

en las ecuaciones F10-2 o F10-3.

F10. ÁNGULOS SIMPLES

Los límites de la resistencia en flexión son establecidos para los estados límite de fluencia, pandeo local y pandeo lateral-torsional en el caso de vigas formadas de un ángulo simple. Además al tratar el caso general de ángulos simples de alas desiguales, los ángulos de alas iguales resultan un caso especial. De esta forma, la flexión de ángulos de alas iguales en torno a su eje geométrico, un eje paralelo a una de sus alas, se trata separadamente ya que es un caso común de ángulos en flexión.

Los extremos de un ángulo se refieren a los bordes libres de las dos alas. En muchos casos de flexión no restringida, las tensiones de flexión en las puntas tendrán el mismo signo (tracción o compresión). Para flexión restringida en torno a un eje geométrico, las tensiones en las puntas difieren en signo. Las disposiciones tanto para tracción como compresión

en los extremos del ala deben ser verificadas como apropiadas, pero en la mayoría de los casos será evidente cuál controla.

También deben considerarse los límites de servicio apropiados para vigas de ángulo simple. En particular, para miembros largos no arriostrados solicitados a flexión, probablemente resultan controlados por las flechas en vez de la resistencia al pandeo lateral-torsional o local.

Las disposiciones en esta Sección siguen el formato general para la resistencia nominal en flexión (ver Figura C-F1.2). Existe una región para fluencia completa, una transición lineal para el momento de fluencia y una región de pandeo local.

1. Fluencia

La resistencia para fluencia completa está limitada por el factor de forma de 1.50 aplicado al momento de fluencia. Esto lleva a un límite inferior del momento plástico para un ángulo que puede ser flectado en torno a cualquier eje, ya que estas disposiciones son aplicables a todas las condiciones de flexión. El factor 1.25 originalmente utilizado era conocido por ser un valor conservador. Trabajos de investigación recientes (Earls y Galambos, 1997) han indicado que el factor 1.50 representa mejor el valor de límite inferior. Debido a que el factor de forma para ángulos es mayor de 1.50, se justifica una resistencia nominal $M_n = 1.5 M_y$ para miembros compactos, dado que no controla la inestabilidad.

2. Pandeo Lateral-Torsional

El pandeo lateral-torsional puede limitar la resistencia en flexión de una viga ángulo simple no arriostrada. Como lo ilustra la Figura C-F10.1, la Ecuación F10-2 representa la parte del pandeo elástico con la máxima resistencia nominal en flexión, M_n , igual a 75% del momento de pandeo nominal, M_e . La Ecuación F10-3 representa la expresión de transición de pandeo inelástico entre $0.75 M_y$ y $1.5 M_y$. La máxima resistencia en flexión de viga ocurrirá cuando el momento de pandeo nominal, M_e , alcanza o excede $7.7 M_y$. Estas ecuaciones son variaciones de aquellas desarrolladas a partir de los resultados de una investigación australiana en ángulos simples en flexión y en modelos analíticos consistentes en dos elementos rectangulares de longitud igual al ancho actual de ala del ángulo menos un medio de su espesor (AISC, 1975; Leigh y Lay, 1978; Leigh y Lay, 1984; Madugula y Kennedy, 1985).

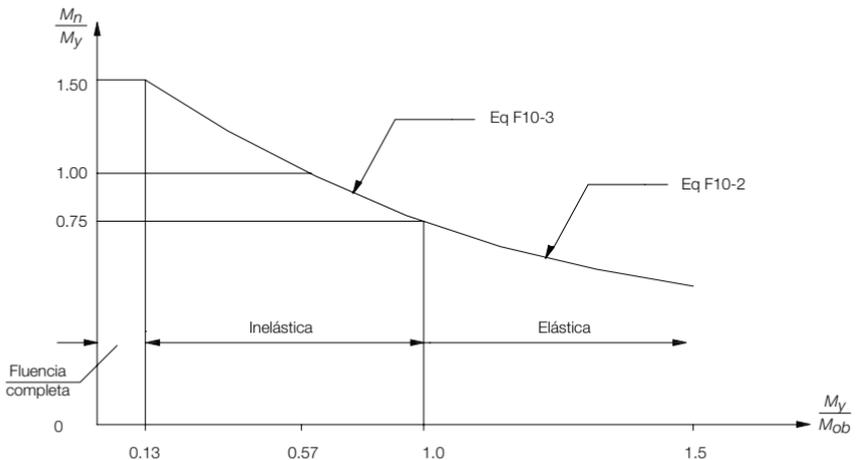


Figura C-F10.1. Límites de pandeo lateral-torsional para vigas de ángulo simple.

Cuando la flexión se aplica en torno a un ala de un ángulo simple no arriostrado lateralmente, el ángulo sufrirá una flecha lateral así como también en la dirección de flexión. Su comportamiento puede ser evaluado al descomponer la carga y/o momentos en componentes de los ejes principales y determinar la suma de los efectos de flexión en ejes principales. La Sección F10.2(i) es presentada para simplificar y agilizar los cálculos para esta situación común con ángulos de alas iguales.

Para tales ángulos de alas iguales en flexión no restringida, la máxima tensión normal resultante en el extremo del ángulo (en la dirección de flexión) será aproximadamente 25% mayor que la tensión calculada usando el módulo de sección respecto al eje geométrico. El valor de M_x en la Ecuación F10-5 y la evaluación de M_y , usando 0.80 del módulo de sección respecto del eje geométrico refleja flexión en torno del eje inclinado como se muestra en la Figura C-F10.2.

La flecha calculada usando el momento de inercia en torno al eje geométrico ha sido incrementada en un 82% para aproximarla a la flecha total. La flecha posee dos componentes, un componente vertical (en la dirección de la carga aplicada) 1.56 veces el valor calculado y un componente horizontal de 0.94 veces el valor calculado. La flecha total resultante es en la dirección general de la flexión en torno del eje principal menor del ángulo (ver la Figura C-F10.2). Estas flechas por flexión no restringida deben ser considerados para evaluar la condición de servicio, la cual a menudo controlará el diseño sobre pandeo lateral-torsional.

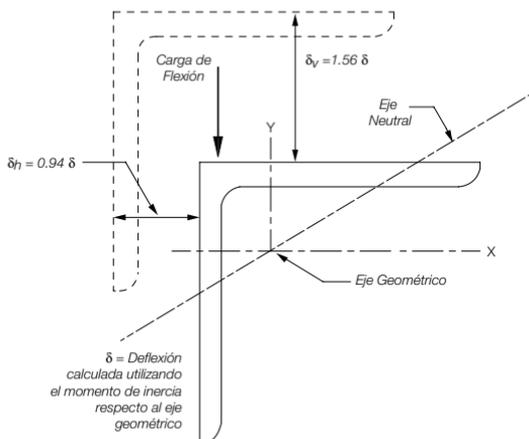


Figura C-F10.2. Flexión en torno del eje geométrico de ángulos de alas iguales arriostrados lateralmente.

El componente horizontal de la flecha es aproximadamente un 60% de la flecha vertical, esto significa que la fuerza requerida por los arriostramientos laterales para lograr una flecha vertical pura debe ser 60% del valor de carga aplicada (o producir un momento 60% del valor aplicado) lo cual es bastante significativo.

El pandeo lateral-torsional está limitado por (Leigh y Lay, 1978; Leigh y Lay, 1984) en la Ecuación F10-4a, que está basada en:

$$M_{cr} = \frac{2.33Eb^4t}{(1 + 3\cos^2\theta)(Kl)^2} \left[\sqrt{\sin^2\theta + \frac{0.156(1 + 3\cos^2\theta)(Kl)^2 t^2}{b^4}} + \sin\theta \right] \quad (\text{C-F10-1})$$

(la expresión general para el momento crítico de un ángulo de alas iguales) con $\theta = -45^\circ$ para la condición donde la tensión en el extremo del ángulo es de compresión (ver Figura C-F10.3). El pandeo lateral-torsional también puede limitar la resistencia a flexión de la sección cuando la máxima tensión del extremo del ángulo es de tracción para flexión en torno al eje geométrico, especialmente cuando se usan los límites de resistencia en flexión de la Sección F10.2. Usando $\theta = 45^\circ$ en la Ecuación C-F10.1, la expresión resultante es la Ecuación F10-4b con el último término como +1 en vez de -1.

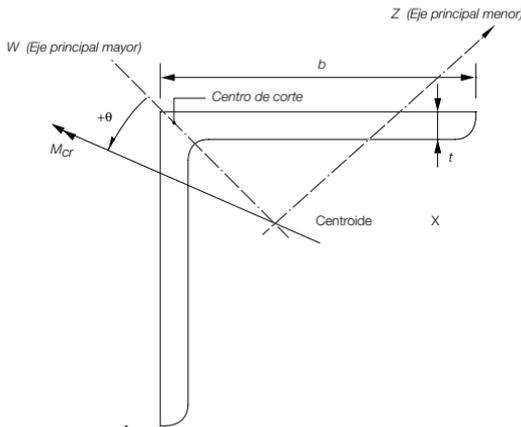


Figura C-F10.3. Ángulo de alas iguales con carga general de momento.

La tensión en la punta del ala del ángulo paralela al eje de flexión aplicado es del mismo signo que la máxima tensión en la punta de la otra ala cuando el ángulo simple no está arriostrado. Para un ángulo de alas iguales esta tensión es cerca de un tercio de la tensión máxima. Sólo es necesario revisar la resistencia nominal en flexión basada en la punta del ala de ángulo con la máxima tensión cuando se evalúa un ángulo así. Puesto que el momento máximo de acuerdo con la Sección F10.2 (ii) representa los momentos respecto de los ejes principales combinados y la Ecuación F10-5 representa el límite de diseño para estos momentos de flexión combinados, sólo un término de flexión necesita ser considerado cuando se evalúan los efectos combinados de flexión y axiales.

Para ángulos de alas desiguales sin arriostramiento al pandeo lateral-torsional, la carga o momento aplicado debe ser expresado en componentes a lo largo de dos ejes principales en todos los casos y el diseño debe ser para flexión biaxial usando las ecuaciones de interacción del Capítulo H.

Cuando hay flexión en torno del eje mayor para ángulos de alas iguales, la Ecuación F10-5 en combinación con las Ecuaciones F10-2 y F10-3 controla el momento disponible en el modo de pandeo lateral-torsional global del ángulo. Esto está basado en M_e , dado anteriormente con $\theta = 0$.

El pandeo lateral-torsional para este caso reducirá la tensión de $1.5 M_y$, solamente para $l/t \geq 3.675 C_b / F_y$ ($M_e = 7.7 M_y$). Si el parámetro $l/t b^2$ es pequeño (menor que aproximadamente $0.87 C_b$ para este caso), el pandeo local controlará el momento disponible y no necesita ser evaluado M_n basado en el pandeo lateral-torsional. El pandeo local debe ser verificado de acuerdo con a la Sección F10.3.

El pandeo lateral torsional en torno al eje principal mayor w de un ángulo de alas desiguales es controlado por M_e en la Ecuación F10-6. La propiedad de la sección β_w refleja la ubicación del centro de corte relativo al eje principal de la sección y la dirección de flexión bajo flexión uniforme. Cuando el centro de corte es en compresión por flexión β_w es positivo y M_e es máximo mientras que, cuando el centro de corte es en tracción por flexión β_w es negativo y M_e es mínimo (ver Figura C-F10.4). Este efecto de β_w es consistente con el comportamiento de vigas de sección H con simetría simple, que son más estables cuando el ala comprimida es mayor que el ala traccionada. Para flexión en torno al eje principal w de ángulos de alas iguales, β_w es igual a cero debido a la simetría y la Ecuación F10-6 se reduce a la Ecuación F10-5 para este caso especial.

Para flexión con doble curvatura, parte de la longitud no arriostrada tiene β_w positivo, mientras que el resto tiene β_w negativo. Conservadoramente, el valor negativo es asignado para el segmento completo no arriostrado.

El factor β_w es esencialmente independiente del espesor del ángulo (menos de 1% de variación para el valor promedio) y es principalmente una función de los anchos de alas. Para efectos de diseño pueden ser usados los valores promedios mostrados en la Tabla C-F10.1.

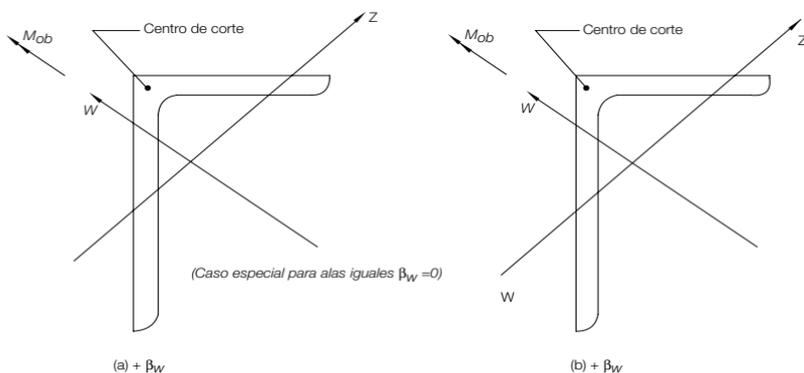


Figura C-F10.4. Ángulo de alas desiguales en flexión.

TABLA C-F10.1
Valores β_w para Ángulos

Tamaño Ángulo [in (mm)]	β_w [in (mm)]*
9 x 4 (229 x 102)	6.54 (116)
8 x 6 (203 x 152) 8 x 4 (203 x 102)	3.31 (84.1) 5.48 (139)
7 x 4 (178 x 102)	4.37 (111)
6 x 4 (152 x 102) 6 x 3.5 (152 x 89)	3.14 (79.8) 3.69 (93.7)
5 x 3.5 (127 x 89) 5 x 3 (127 x 76)	2.40 (61.0) 2.99 (75.9)
4 x 3.5 (102 x 89) 4 x 3 (102 x 76)	0.87 (22.1) 1.62 (41.1)
3.5 x 3 (89 x 76) 3.5 x 2.5 (89 x 64)	0.87 (22.1) 1.62 (41.1)
3 x 2.5 (76 x 64) 3 x 2 (76 x 51)	0.86 (21.8) 1.56 (39.6)
2.5 x 2 (64 x 51)	0.85 (21.6)
Alas iguales	0.00

* $\beta_w = \frac{1}{I_w} \int z (w^2 + z^2) dA - z_0$ donde z_0 es la coordenada a lo largo del eje z del centro de corte con respecto al centroide, y I_w es el momento de inercia para el eje principal mayor; β_w tiene valor positivo o negativo dependiendo en la dirección de flexión (ver Figura C-F10.4)

3. Pandeo Local del Ala

Los límites b/t han sido modificados para ser más representativos de los límites de flexión en vez de usar aquellos para ángulos simples bajo compresión uniforme. Típicamente, las tensiones de flexión varían a lo largo de la longitud del ala, permitiendo el uso de un límite de tensión dado. Incluso para el caso de flexión en torno al eje geométrico, que produce compresión uniforme a lo largo de un ala, el uso de estos límites entrega un valor conservador si se le compara con los resultados reportados por en Earls y Galambos (1997).

F11. BARRAS RECTANGULARES Y CIRCULARES

Las disposiciones de la Sección F11 aplican para barras sólidas con sección circular o rectangular. El estado límite que prevalece para tales miembros es la obtención del momento plástico completo, M_p . La excepción es el pandeo lateral-torsional de barras rectangulares donde la altura es mayor que su ancho. Los requisitos para el diseño son idénticos a aquellos entregados previamente en la Tabla A-F1.1 en la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b). Puesto que el factor de forma para una sección rectangular es 1.5 y para sección circular es 1.7, deben entregarse consideraciones para estados límites de servicio tales como excesiva flecha o deformación permanente bajo condiciones de cargas de servicio.

F12. SECCIONES ASIMÉTRICAS

Cuando el ingeniero que realiza el diseño encuentra vigas que no contienen un eje de simetría, o cualquier otro perfil para el cual no hay disposiciones en otras secciones del Capítulo F, las tensiones deben ser limitadas a la tensión de fluencia o tensión de pandeo elástico. La distribución de tensiones y/o tensión de pandeo elástico debe ser determinada de acuerdo con los principios de la mecánica estructural en los libros de texto o manuales, tales como la Guía SSRC (Galambos, 1998), publicaciones en revistas, o análisis de elementos finitos. Como alternativa, el ingeniero estructural puede evitar el problema seleccionando una sección de perfil dentro de la gran cantidad dada en las Secciones previas del Capítulo F.

F13. DIMENSIONES DE VIGAS

1. Reducciones debido a las Perforaciones

Históricamente, las disposiciones para detallar vigas laminadas y soldadas con perforaciones en el ala traccionada están basadas tanto por un porcentaje de reducción independiente de la resistencia del material o una relación calculada entre la resistencia última en tracción y la tracción por fluencia del ala, con factores de resistencia o factores de seguridad incluidos en el proceso de cálculo. En ambos casos, las disposiciones fueron desarrolladas basadas en ensayos de acero con una tensión de fluencia mínima especificada de 2 530 kgf/cm² (248 MPa) o menor.

Ensayos más recientes (Dexter y Alstadt, 2004; Yuan, Swanson y Rassati, 2004) indican que la resistencia en flexión en la sección neta es mejor predicha por comparación de los valores de $F_y A_{fg}$ y $F_u A_{fn}$, con un pequeño ajuste cuando la razón entre F_y y F_u excede de 0.8. Si las perforaciones remueven suficiente material para afectar la resistencia del miembro, la tensión crítica se es ajustada de F_y a $F_u (A_{fn}/A_{fg})$ y este valor es aplicado conservadoramente al módulo de sección elástico S_x .

2. Límites de Dimensiones en Miembros con Sección H

Las disposiciones de esta Sección son tomadas directamente del Anexo G, Sección G1 de la Especificación LRFD 1999 (AISC, 2000b). Estas han sido parte de los requisitos de diseño de vigas desde 1963, derivadas de Basler y Thurlimann (1963). Los límites ancho/espesor de alma se eligieron de manera tal de prevenir que el ala pandee hacia el alma. La Ecuación F13-4 es una versión modificada levemente de la correspondiente Ecuación A-G1.2 de la Especificación 1999, realizada para reconocer el cambio en esta Especificación de la definición de tensión residual modificada de un valor tipo de 1.160 kgf/cm² (114 MPa) usado previamente a un 30% de la tensión de fluencia, como se muestra en la siguiente deducción:

$$\frac{0.48 E}{\sqrt{F_y (F_y + 16.5)}} \approx \frac{0.48 E}{\sqrt{F_y (F_y + 0.3 F_y)}} = \frac{0.42 E}{F_y} \quad (\text{C-F13-1})$$

CAPÍTULO G

DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE

G1. DISPOSICIONES GENERALES

El Capítulo G aplica para almas de miembros con simetría simple y doble solicitados a corte en el plano del alma, ángulos simples, secciones cerradas y corte en la dirección débil de perfiles con simetría simple y doble.

Se presentan dos métodos para determinar la resistencia al corte de vigas de H con simetría simple o doble y secciones armadas. El método de la Sección G2 no utiliza la resistencia post-pandeo del alma, mientras que la Sección G3 sí utiliza la resistencia post-pandeo.

G2. MIEMBROS CON ALMAS CON O SIN ATIESADORES

La Sección G2 trata el tema de la resistencia de corte de almas de secciones H, así como también de almas de perfiles T, que se encuentran solicitados por corte y flexión en el plano del alma. Las disposiciones de la Sección G2 aplican al caso general que no permite un incremento de la resistencia al corte por la acción del campo de tracciones. Conservadoramente, estas disposiciones pueden ser aplicadas también cuando no se desea utilizar la acción de campo de tracciones para obtener un diseño conservador. No se requiere considerar el efecto de flexión en la resistencia de corte debido a que el efecto es prácticamente despreciable.

1. Resistencia Nominal al Corte

La resistencia nominal de corte del alma es definida por la Ecuación G2-1, como el producto del corte de fluencia $0.6 F_y A_w$ y el factor de reducción de pandeo por C_v .

Las disposiciones del caso (a) en la Sección G2.1 para miembros de sección de H laminados con $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$ son similares a las anteriores disposiciones LRFD, con la excepción que el factor ϕ ha sido aumentado desde 0.90 a 1.00 (con la correspondiente reducción del factor de seguridad desde 1.67 a 1.5), de esta manera, se consigue que estas disposiciones sean consistentes con las anteriores disposiciones para el diseño en tensiones admisibles. El valor del factor ϕ de 0.90 se justifica mediante la comparación con datos de ensayos experimentales y reconoce que la fluencia en corte presenta consecuencias menores, en el desempeño global de miembros de sección H laminada, comparada con aquellas asociadas a la fluencia en tracción y compresión. Este aumento se aplica sólo al estado límite de fluencia de secciones H.

El caso (b) de la Sección G2.1 utiliza el factor de reducción de pandeo por corte, C_v , que se muestra en la Figura C-G2.1. La curva para C_v tiene tres segmentos.

Para almas con $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{Ek_v/F_y}$, la resistencia nominal de corte V_n esta basado en la fluencia en corte del alma, con C_v dado por la Ecuación G2-3. Este límite de h/t_w

fue determinado al ajustar la tensión crítica que causa pandeo por corte, F_{cr} , igual que la tensión de fluencia del alma, $F_{yw} = F_y$, en la Ecuación 35 de Cooper, Galambo, y Ravindra (1978).

Cuando $h/t_w > 1.10\sqrt{Ek_v/F_y}$, la resistencia del alma al corte está basada en pandeo. Se ha sugerido tomar como límite de proporcionalidad el 80% la tensión de fluencia del alma (Basler, 1961). Este corresponde a $h/t_w = (1.10/0.8)\sqrt{Ek_v/F_y}$.

Cuando $h/t_w > 1.37\sqrt{Ek_v/F_y}$, la resistencia del alma se determina a partir de la tensión de pandeo elástica dada por Ecuación 6 de Cooper y colaboradores (1978) y Ecuación 9-7 de Timoshenko y Gere (1961):

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\nu^2)(h/t_w)^2} \quad (\text{C-G2-1})$$

C_v en la Ecuación G2-5 fue obtenida al dividir F_{cr} en la Ecuación C-G2-1 por $0.6 F_y A_w$ y usando $E = 2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (200 000 MPa) y $\nu = 0.3$.

Se usa una línea recta de transición para C_v (Ecuación G2-4) entre los límites dados por $1.10\sqrt{Ek_v/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{Ek_v/F_y}$.

El coeficiente de pandeo de placa, k_v , para paneles solicitados por corte puro con apoyos simples en sus cuatro caras está dado por la Ecuación 4.24 en Galambos (1998).

$$k_v = \left\{ \begin{array}{l} 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \text{ para } a/h \leq 1 \\ 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \text{ para } a/h > 1 \end{array} \right\} \quad (\text{C-G2-2})$$

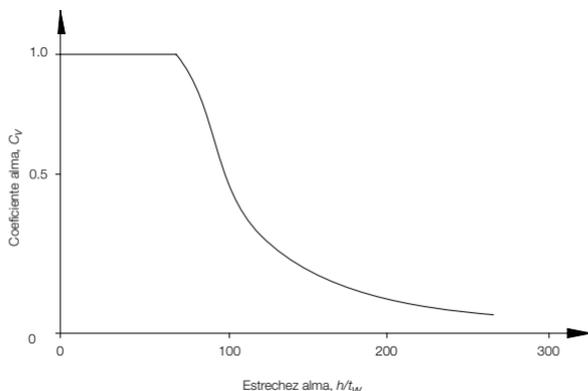


Figura C-G2.1. Coeficiente de pandeo por corte, para $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa) y $k_v = 50$

Para propósitos prácticos y sin pérdida de exactitud, estas ecuaciones han sido simplificadas en AASHTO (1998) a la siguiente expresión:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{C-G2-3})$$

Cuando la razón de panel a/h se torna grande, como es el caso de almas sin atiesadores transversales, entonces $k_v = 5$. La Ecuación C-G2-3 aplica siempre que existan alas en ambos bordes del alma. Para vigas de sección T el borde libre no está restringido y para esa situación $k_v = 1.2$ (JCRC, 1971).

Las disposiciones de la Sección G2.1 suponen un aumento monótonico de las cargas. Si un miembro en flexión es sometido a cargas reversibles causando fluencia cíclica sobre una gran parte del alma, tal como puede ocurrir en un sismo severo deben aplicarse, consideraciones especiales de diseño (Popov, 1980).

2. Atiesadores Transversales

Cuando se necesitan atiesadores transversales, estos deben ser suficientemente rígidos para formar un nodo de pandeo a lo largo de la línea del atiesador. Este requisito aplica tanto si la acción de campo de tracciones se aplica o no. El momento de inercia requerido por el atiesador es el mismo de AASHTO (1996), pero es diferente de la fórmula $I_{st} \geq (h/50)^4$ en la Especificación ASD 1989 (AISC, 1989). La Ecuación G2-5 se deduce en el Capítulo 11 de Salmon y Johnson (1996). El origen de la fórmula proviene de Bleich (1952).

G3. ACCIÓN DE CAMPO DE TRACCIONES

Las disposiciones de la Sección G3 aplican cuando se pretende tomar en cuenta la resistencia mejorada de almas de miembros armados debido a la acción de campo de tracciones.

1. Límites al uso del campo de tracciones

Los paneles del alma de un miembro armado, delimitado arriba y abajo por las alas y en cada lado por atiesadores transversales, son capaces de transmitir cargas mayores a la carga crítica de "pandeo del alma". Cuando se alcanza el límite de pandeo teórico del alma, los desplazamientos laterales desarrollados por el alma son muy pequeños. Estas deformaciones no son de importancia estructural, pues los miembros tienen otras formas de desarrollar resistencia adicional.

Cuando los atiesadores transversales están adecuadamente espaciados y son suficientemente resistentes para actuar como bielas en compresión, se forman tensiones de membrana en el alma causada por tensiones de corte mayores a las asociadas a la carga de pandeo teórica del alma, lo que se denomina un campo de tracción diagonal. La combinación resultante produce el efecto de un enrejado Pratt, que permite que se desarrolle una resistencia a corte mayor no considerada por la teoría de pandeo lineal.

El punto clave para que se desarrolle el campo de tracciones en el alma de una viga es la capacidad de los atiesadores de soportar compresión desde los paneles de ambos lados del atiesador. En el caso de los paneles extremos existe sólo un panel en un lado del atiesador. La capacidad de soporte de las fuerzas del campo de tracciones también es reducida cuando la razón de aspecto del panel se torna muy grande. Por esta razón la ventaja del campo de tracciones no se permite para los paneles extremos o cuando a/h

excede 3.0 o $\left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$

2. Resistencia Nominal de Corte considerando la Acción del Campo de Tracciones

Los métodos analíticos basados en la acción de campo de tracciones han sido desarrollados (Basler y Thurlimann, 1963; Basler, 1961) y corroborados mediante un extensivo programa de ensayos (Basler, Yen, Mueller y Thurlimann, 1960). La Ecuación G3-2 está basada en esta investigación. El segundo término en el paréntesis representa el aumento relativo de resistencia de corte de panel debido a la acción del campo de tracciones.

3. Atiesadores Transversales

El componente vertical de la fuerza del campo de tracciones desarrollada en el panel del alma debe ser resistida o por un atiesador transversal. Además de la rigidez requerida para permitir que la línea del atiesador sea un punto inmóvil para el panel en pandeo, como se indica en la Sección G2.2, el atiesador debe también tener un área suficientemente grande para resistir la reacción del campo de tracciones. La Ecuación G3-3 usualmente es la que controla el diseño de atiesadores.

G4. ÁNGULOS SIMPLES

Las tensiones de corte en miembros de ángulo simple son el resultado del gradiente de momento de flexión a lo largo de su longitud (corte en flexión) y del momento torsional.

La tensión elástica máxima debido a corte en flexión es

$$f_v = \frac{1.5V_b}{bt} \quad (\text{C-G4-1})$$

donde V_b es el componente de la fuerza de corte paralela al ala del ángulo con ancho b y espesor t . La tensión es constante en todo su espesor, y debe ser calculado para ambas alas para determinar el máximo. El coeficiente 1.5 es el valor calculado para ángulos de alas iguales a lo largo de su eje principal. Para ángulos de alas iguales cargados a lo largo de uno de sus ejes geométricos, el factor es 1.35. Factores entre estos dos límites pueden ser calculados conservadoramente de la expresión $V_b Q/I t$ para, de esta manera, determinar la tensión máxima en el eje neutro. Alternativamente, si sólo se considera corte en flexión, una tensión de corte por flexión uniforme en el ala de V_b/bt puede ser usada debido al comportamiento inelástico del material y la redistribución de tensiones.

Cuando el ángulo no está arriostrado lateralmente contra el giro, se produce un momento torsional igual al producto de la carga aplicada transversalmente por la distancia perpendicular al centro de corte, que es el punto de intersección de los ejes de las dos alas. Hay momentos torsionales resistidos por dos tipos de tensiones de corte: torsión pura (Torsión de St. Venant) y torsión ocasionada por el alabeo [ver Seaburg y Carter (1997)]. Las tensiones de corte debido al alabeo restringido son pequeñas comparadas con la torsión de St. Venant (típicamente menor al 20%) y pueden ser despreciadas para propósitos prácticos. El momento torsional aplicado es entonces resistido por tensiones de corte puro que son constantes a lo largo del ancho del ala (excepto para regiones localizadas en el extremo del ala), y el valor máximo puede ser aproximado por

$$f_v = \frac{M_T t}{J} = \frac{3M_T}{At} \quad (\text{C-G4-2})$$

donde

- J = constante torsional (aproximadamente $\Sigma(bt^3/3)$ cuando no se dispone de tablas con los valores calculados con anterioridad)
- A = área de la sección transversal del ángulo

Para el estudio de los efectos de alabeo, ver Gjelsvik (1981). Los momentos torsionales debidos a las cargas transversales no arriostadas lateralmente también producen tensiones normales de alabeo que son sobre impuestas a las tensiones de flexión. Sin embargo, puesto que la resistencia al alabeo de ángulos simples es relativamente pequeña, este efecto de flexión adicional, al igual que el efecto de corte por alabeo, para propósitos prácticos puede ser despreciado.

G5. TUBOS RECTANGULARES

Las dos almas de un tubo rectangular resisten corte de la misma forma que el alma simple de una viga con sección H, y por lo tanto, las disposiciones de la Sección G2 aplican.

G6. TUBOS REDONDOS

Se dispone de poca información para secciones cerradas redondas solicitadas por corte transversal y las recomendaciones están basadas en disposiciones para pandeo local de cilindros debido a torsión. Sin embargo, puesto que la torsión es generalmente constante a lo largo de la longitud del miembro y el corte transversal usualmente posee un gradiente, se recomienda tomar la tensión crítica para corte transversal como 1.3 veces la tensión crítica por torsión (Brockenbrough y Johnston, 1981; Galambos, 1998). Las ecuaciones de torsión aplican sobre la longitud completa del miembro, pero para corte transversal es razonable usar la longitud entre los puntos de fuerza de corte máxima y cero. Sólo las secciones cerradas delgadas pueden requerir una reducción en la resistencia al corte basada en primera fluencia en corte. Incluso en este caso, el corte sólo gobierna el diseño de secciones cerradas circulares para el caso de secciones delgadas con vanos cortos.

En la ecuación de resistencia nominal de corte, V_n , de secciones cerradas redondas, se supone que la tensión de corte en el eje neutro, calculado como VQ/Ib , es F_{cr} . Para secciones redondas delgadas con un radio R y espesor t , $I = \pi R^3 t$, $Q = 2R^2 t$ y F_{cr} . Esto entrega la tensión en el centroide como $V/\pi R t$, donde el denominador corresponde a la mitad del área de la sección cerrada redonda.

G7. CORTE EN EL EJE DÉBIL EN PERFILES CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE

La resistencia nominal de corte para secciones H con simetría simple y doble es controlada por las ecuaciones de la Sección G2 con un coeficiente de pandeo de placa igual a $k_v = 1.2$, la misma usada para almas de secciones T. La esbeltez de placa máxima de perfiles laminados es $(b_f/2t_f) = 13.8$, y para $F_y = 7\ 040$ kgf/cm² (690 MPa) el valor límite está dado por la fórmula $1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{1.2 \times 200.000}{690}} = 20.5$. Entonces $C_v = 1.0$ excepto para perfiles armados con alas muy esbeltas.

G8. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA

En algunos casos es necesario realizar aberturas en el alma en miembros estructurales de piso, los cuales pueden ser usados para acomodar instalaciones mecánicas, eléctricas y otras. Los estados límite resistentes, incluyendo el pandeo local del ala en compresión o del alma, pandeo local o fluencia de la zona de compresión de secciones T bajo o sobre la abertura, pandeo lateral e interacción momento-corte, o condición de servicio pueden controlar el diseño de miembros en flexión con aberturas en el alma. La ubicación, tamaño y número de las aberturas son importantes y para ellos han sido identificados valores límites empíricos. Un procedimiento general para estimar estos efectos y el diseño de cualquier refuerzo tanto para viga de acero o compuestas es dado en *ASCE Specification for Structural Steel Beams with Web Openings* (ASCE, 1999), los fundamentos se pueden encontrar en diversas publicaciones, como por ejemplo Darwin (1990), *ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete* (1992) y *ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete* (1992a).

CAPÍTULO H

DISEÑO DE MIEMBROS PARA FUERZAS COMBINADAS Y TORSIÓN

Los Capítulos D, E, F y G de esta Especificación abarcan el diseño de miembros solicitados solamente a un tipo de sollicitación: tracción axial, compresión axial, flexión y corte, respectivamente. El Capítulo H comprende el diseño de miembros sujetos a la combinación de dos o más de las sollicitaciones individuales definidas arriba, así como también a la posibilidad de sollicitaciones adicionales debido a torsión. Las disposiciones caen en dos categorías: (a) la mayoría de los casos que pueden ser tratados por una ecuación de interacción que involucra la suma de razones entre la resistencia requerida (demanda) y la resistencia disponible (capacidad); y (b) los casos donde las tensiones debido a las sollicitaciones aplicadas son sumadas y comparadas con tensiones límites de pandeo o fluencia. Los ingenieros estructurales deberán consultar las disposiciones de las Secciones H2 y H3 solamente en casos de ocurrencia poco frecuente.

H1. MIEMBROS CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

1. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Compresión

La Sección H1 contiene las disposiciones de diseño para miembros prismáticos bajo flexión y compresión combinadas y bajo flexión y tracción combinadas para secciones con simetría doble y simple. Las disposiciones de la Sección H1 aplican típicamente para perfiles laminados de ala ancha, canales, doble T tubos redondos, cuadrados y rectangulares, secciones sólidas redondas, cuadradas, rectangulares, y diamantes, y cualquier posible combinación de perfiles con simetría doble y simple fabricados con planchas y/o perfiles por soldadura o pernos. Las ecuaciones de interacción acomodan flexión en torno a uno o ambos ejes principales así como también compresión y tracción axial.

En 1923, la primera especificación AISC requería que las tensiones debido a flexión y compresión fueran sumadas y que la suma no excediera el valor admisible. La primera ecuación de interacción apareció en la Especificación de 1936, estipulando que “los miembros sujetos tanto a tensión axial y flexión debían ser dimensionados de manera tal que la cantidad $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b}$ no excediera la unidad”, donde F_a y F_b corresponden a las tensiones admisibles axial y de flexión permitidas por esta Especificación, y f_a y f_b son las tensiones de trabajo correspondientes a la fuerza axial y el momento de flexión, respectivamente. Esta ecuación de interacción lineal se utilizó hasta la Especificación de 1961, cuando fue modificada para tomar en cuenta los efectos de la estabilidad de marco y $P - \delta$, o flexión secundaria entre los extremos del miembro (Ecuación C-H1-1). El efecto $P - \Delta$, o el momento de flexión de segundo orden debido al desplazamiento de entrepiso, no fue tomado en consideración en esa oportunidad.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F_e}\right) F_b} \leq 1.0 \quad (\text{C-H1-1})$$

La tensión axial admisible F_a se determina para una longitud efectiva que es mayor que la unidad para marcos de momento. El término $\frac{1}{1 - \frac{f_a}{F_e}}$ es la amplificación del momento intermedio debido a la deformada del miembro multiplicada por la carga axial (el efecto P - δ). El factor C_m toma en cuenta el efecto del gradiente de momentos. Esta ecuación de interacción ha sido parte de todas las ediciones posteriores de la Especificación AISC-ASD desde 1961.

Un nuevo alcance para la interacción de flexión y fuerzas axiales fue introducido en la Especificación AISC LRFD de 1986 (AISC, 1986). A continuación se presenta una explicación de la teoría detrás de las curvas de interacción utilizadas. Las ecuaciones

$$\frac{P}{P_y} + \frac{8}{9} \frac{M_{pc}}{M_p} = 1.0 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{P_y} \geq 0.2 \quad (\text{C-H1-2})$$

$$\frac{P}{2P_y} + \frac{M_{pc}}{M_p} = 1.0 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{P_y} < 0.2$$

definen una curva límite inferior para la de interacción adimensional de la resistencia axial P/P_y y de flexión M/M_p para columnas cortas de ala ancha compactas flectadas en torno a su eje x . La sección se supone completamente en fluencia en tracción y compresión. El símbolo M_{pc} es la resistencia de momento plástico de la sección solicitada por la carga axial. La curva representada por la Ecuación C-H1-2 prácticamente se sobrepone a la curva analítica exacta para la flexión en torno al eje fuerte de un perfil W200x46,1 (W8x31) (ver Figura C-H1.1). Las ecuaciones para la capacidad exacta de fluencia de un perfil de ala ancha son (ASCE, 1971):

$$\text{para} \quad 0 \leq \frac{P}{P_y} \leq \frac{t_w(d-2t_f)}{A}$$

$$\frac{M_{pc}}{M_p} = 1 - \frac{A^2 \left(\frac{P}{P_y} \right)^2}{4t_w Z_x} \quad (\text{C-H1-3})$$

$$\text{para} \quad \frac{t_w(d-2t_f)}{A} < \frac{P}{P_y} \leq 1$$

$$\frac{M_{pc}}{M_p} = \frac{A \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)}{2Z_x} \left[d - \frac{A \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)}{2b_f} \right]$$

La ecuación que aproxima la resistencia de fluencia promedio de perfiles de ala ancha es

$$\frac{M_{pc}}{M_p} = 1.18 \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \leq 1 \quad (\text{C-H1-4})$$

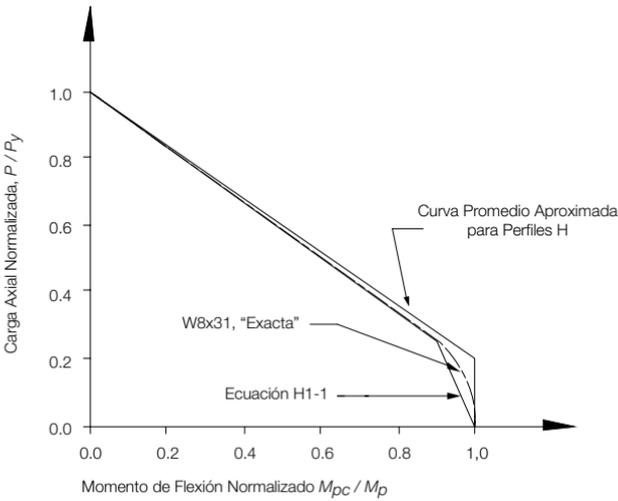


Figura C-H1.1. Curvas de interacción de columnas cortas: momento plástico versus carga axial para perfiles de ala ancha, flexión en el eje fuerte [W200x46,1 (W8x31), $F_y = 3\,520$ kgf/cm² (345 MPa)].

Las curvas en la Figura C-H1.2 muestran las curvas de interacción por fluencia exacta y aproximada para perfiles de ala ancha en flexión en torno al eje y , y las curvas exactas para perfiles sólidos rectangulares y redondos. Es evidente que las curvas de interacción de límite inferior del AISC son muy conservadoras para estos perfiles.

La idea de presentar la resistencia de vigas-columnas cortas fue con el propósito de extenderla a vigas-columnas reales con longitudes reales, normalizando la resistencia de flexión requerida, M_u , de la viga respecto de la resistencia nominal de la viga sin carga axial, M_n , e igualmente para la resistencia axial requerida, P_u , respecto de la resistencia nominal de la columna sin momento de flexión, P_n . Este reacomodo de los resultados produce una traslación y rotación de la curva de interacción original para columnas cortas, tal como se ve en la Figura C-H1.3.

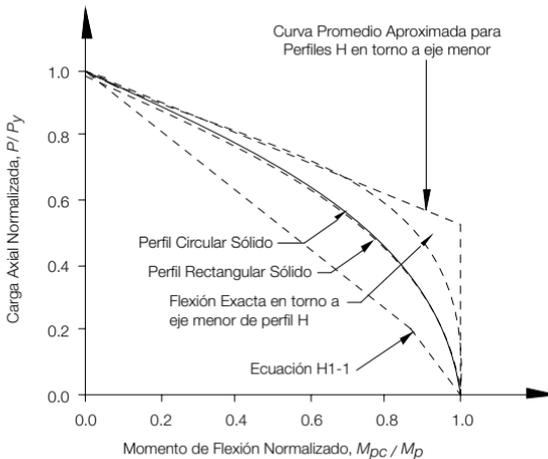


Figura C-H1.2. Curvas de interacción de columnas cortas: momento plástico versus carga axial para secciones sólidas redondas y rectangulares y para perfiles de ala ancha, flexión en el eje débil.

Las ecuaciones normalizadas correspondientes a la viga-columna, incluidos los efectos de longitud, se muestran en la Ecuación C-H1-5:

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{M_n} = 1.0 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{P_n} \geq 0.2$$

(C-H1-5)

$$\frac{P_u}{2P_n} + \frac{M_u}{M_n} = 1.0 \quad \text{para} \quad \frac{P_u}{P_n} < 0.2$$

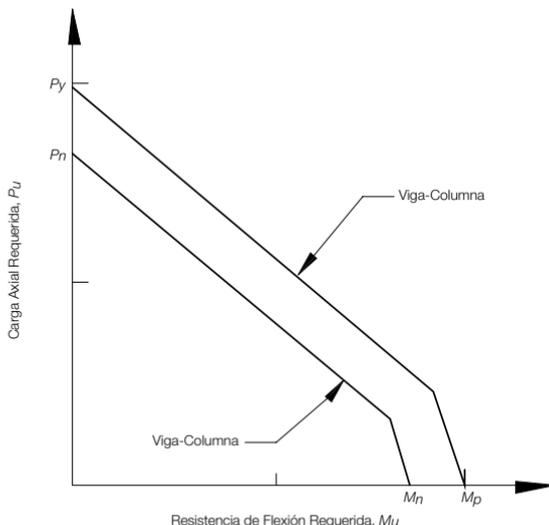


Figura C-H1.3. Curvas de interacción para vigas-columnas cortas y vigas-columnas.

Las ecuaciones de interacción son diseñadas para ser muy versátiles. Los términos en el denominador fijan los puntos finales de la curva de interacción. La resistencia nominal de flexión, M_n , se determina por las disposiciones respectivas del Capítulo F. Constituyen una envolvente para los estados límite de fluencia, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala y pandeo local del alma.

El término axial, P_n , es controlado por las disposiciones del Capítulo E, y puede usarse para columnas compactas o esbeltas, así como también para los estados límite de pandeo en torno al eje fuerte y débil, y pandeo torsional y flexo-torsional. Además, P_n se calcula para la longitud efectiva aplicable de la columna, de manera de tomar en cuenta los efectos de estabilidad de marco, cuando se usan los procedimientos de la Sección C.2-1a y Sección C.2-1b para determinar los momentos y fuerzas axiales requeridos. Estos momentos y fuerzas axiales incluyen la amplificación debido a efectos de segundo orden.

La utilidad de las ecuaciones de interacción es mejorada aún más por el hecho de que también permite la consideración de flexión biaxial.

2. Miembros con Simetría Doble y Simple en Flexión y Tracción

La Sección H1.1 considera el caso más frecuente en diseño: miembros bajo flexión y compresión axial. La Sección H1.2 abarca los casos menos frecuentes de flexión y trac-

ción axial. Debido a que la tracción axial aumenta en cierto grado la rigidez de flexión del miembro, la Sección H1.2 permite el aumento del término de flexión en las ecuaciones de interacción en proporción al valor $\sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}}$.

3. Miembros con Simetría Doble en Flexión Simple y Compresión

La ecuación de interacción lineal C-H1-5 es conservadora para los casos donde el estado límite para tensión axial es el pandeo fuera del plano y el estado límite de flexión es pandeo lateral-torsional para secciones de ala ancha doblemente simétricas con momento aplicado en torno al eje x (Galambos, 1998). La Sección H1.3 entrega una ecuación opcional para tales viga - columnas.

Las dos curvas en la Figura C-H1.4 ilustran la diferencia entre las ecuaciones de interacción bilineal y parabólica para el caso de una viga-columna W27x84 según la denominación AISC (equivalente a W690x125 en milímetros).

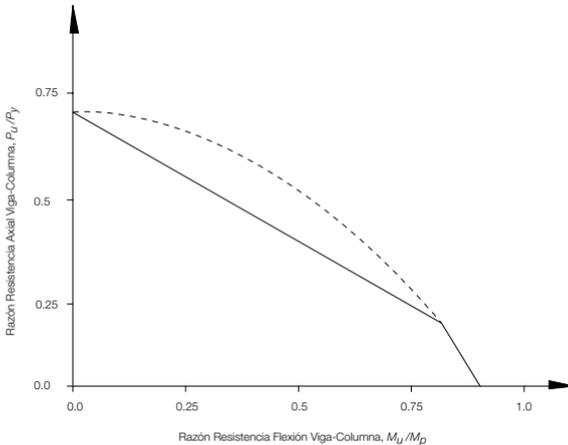


Figura C-H1.4. Comparación entre ecuaciones de interacción bilineal (Ecuación H1-1) y parabólico (Ecuación H1-2) [W27x84 (denominación AISC), $F_y = 3\,520 \text{ kgf/cm}^2$ (345MPa), $L_b = 3.05 \text{ m}$, $C_b = 1.75$]

La relación entre las Ecuaciones H1-1 y H1-2 se ilustra en las Figuras C-H1.5 (para LRFD) y C-H1.6 (para ASD). Las curvas relacionan la carga axial requerida, P (ordenada), y el momento de flexión requerido, M (abscisa), cuando las ecuaciones de interacción H1-1 y H1-2 son iguales a la unidad. Los valores positivos de P son compresión y los valores negativos son tracción. Las curvas son para miembros W16x26 (denominación AISC), [$F_y = 3\,520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa)] con 3 m de longitud. La curva sólida es para comportamiento en el plano, o sea, se consideran arriostramientos laterales para prevenir el pandeo lateral-torsional. La curva punteada representa la Ecuación H1-1 para el caso cuando no existe arriostramiento lateral entre los extremos de la viga-columna.

En la región de tracción axial, la curva es modificada por el término $\sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}}$, tal como

lo permite la Sección H1.2. La curva segmentada es la Ecuación H1-2. Para una fuerza de

compresión o tracción axial dada, la ecuación anterior permite un mayor valor de momento de flexión sobre gran parte de su rango de aplicabilidad.

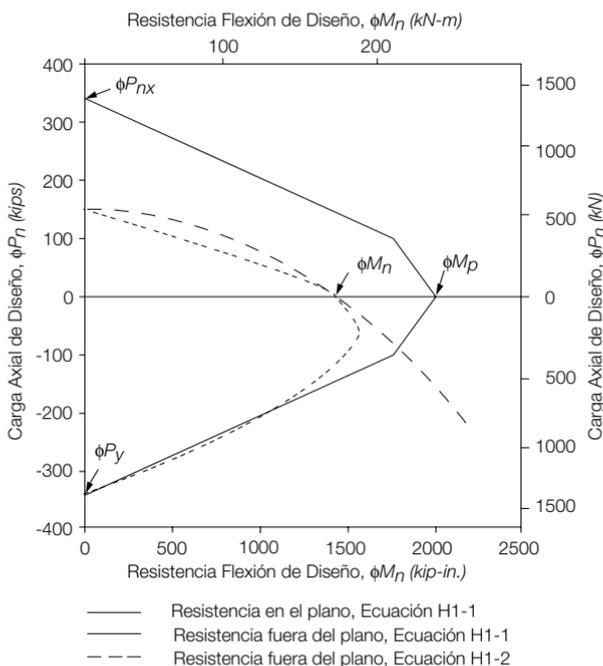


Figura C-H1.5. Vigas-columnas bajo fuerza axial de compresión y tracción (tracción se muestra como valor negativo) (LRFD) [W16x26 (denominación AISC), $F_y = 3\,520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $L_b = 3.05 \text{ m}$].

H2. MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y OTROS MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

Las disposiciones de la Sección H1 aplican para vigas-columnas con secciones con simetría doble o simple. Sin embargo, existen muchas secciones que son asimétricas, tales como ángulos de alas desiguales y cualquier tipo de secciones que puedan ser fabricadas. Para estas situaciones la ecuación de interacción de la Sección H1 puede no ser

apropiada. La ecuación lineal $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \leq 1.0$ provee una forma conservadora y simple para tratar con tales problemas. Las letras minúsculas f corresponden a la tensión axial y de flexión requeridas, calculadas mediante análisis elástico de la estructura sometida a las cargas aplicables, incluyendo efectos de segundo orden cuando corresponda, las tensiones en letras mayúsculas F son las resistencias disponibles expresadas como tensiones admisibles correspondientes al estado límite de fluencia o pandeo. Los subíndices w y z se refieren a los ejes principales de la sección asimétrica. Esta Especificación da la opción al ingeniero estructural para usar la ecuación de interacción de la Sección H2 para secciones transversales que pueden calificar para una aplicación más liberal de la ecuación de interacción de la Sección H1.

La ecuación de interacción, Ecuación H2-1, aplica igualmente para el caso donde la carga axial es de tracción.

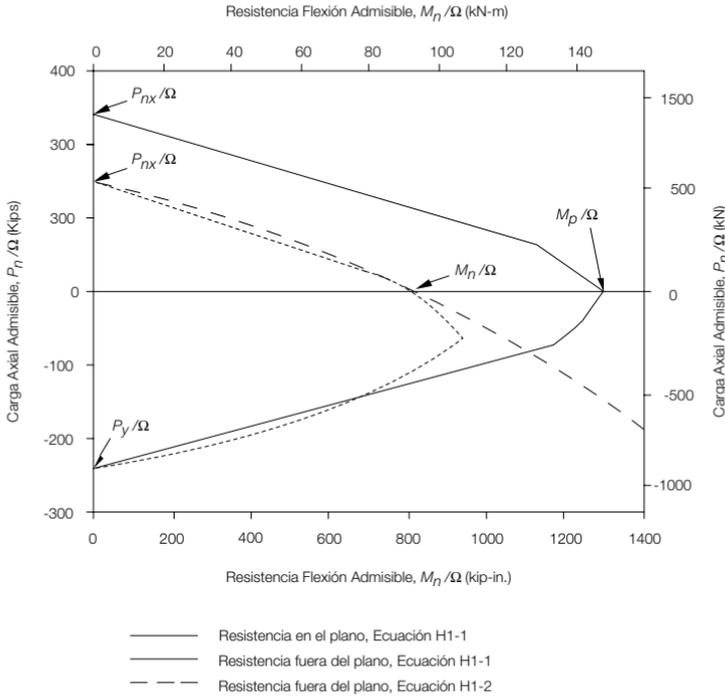


Figura C-H1.6. Vigas-columnas bajo fuerza axial de compresión y tracción (tracción se muestra como valor negativo) (ASD)
 [W16x26 (denominación AISC), $F_y = 3\,520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $L_b = 3.05 \text{ m}$].

H3. MIEMBROS SOMETIDOS A TORSIÓN Y COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE Y/O CARGA AXIAL

La Sección H3 provee las disposiciones para los casos no cubiertos en las dos secciones previas. Las primeras dos partes de esta Sección abarcan el diseño de miembros de sección tubular, y la tercera parte es una disposición general orientada a los casos donde se encuentra torsión junto a tensiones normales y de corte.

1. Resistencia Torsional de Tubos Redondos y Rectangulares

Los tubos son usados frecuentemente en construcción de marcos espaciales y en otras situaciones donde los momentos torsionales significativos deben ser resistidos por estos miembros. Debido a la condición de sección cerrada, el tubo es mucho más eficiente en resistir la torsión que una sección abierta tal como una sección H o un canal. Mientras que las tensiones normal y de corte debido al alabeo restringido son usualmente significativas en perfiles de sección abierta, son insignificantes en secciones cerradas. Se puede suponer que el momento torsional total es resistido por tensiones de corte ocasionadas por torsión pura. Estas son referidas usualmente en la literatura como tensiones torsionales de St. Venant.

La tensión de corte por torsión pura en secciones tubulares se supone uniformemente distribuida a lo largo de la pared de la sección y es igual al momento torsional, T_u , dividido por la constante de corte torsional de la sección, C . En un formato de estado lí-

mite, la resistencia torsional nominal es la constante de corte multiplicada por la tensión crítica de corte, F_{cr} .

Para tubos redondos, la constante de corte torsional es igual al momento de inercia polar dividido por el radio, lo cual entrega

$$C = \frac{\pi t (D-t)^2}{2} \quad (\text{C-H3-1})$$

Para tubos rectangulares, la constante de corte torsional es obtenida como $2t A_o$ usando la analogía de membrana (Timoshenko, 1956), donde A_o es el área encerrada por la línea central de la sección. Si se supone conservadoramente un radio de curvatura de esquina exterior de $2t$, el radio de curvatura de la línea central es $1.5t$ y

$$A_o = t^2 (B-t)(H-t) \frac{9(4-\pi)}{4} \quad (\text{C-H3-2})$$

que resulta en

$$C = 2t(B-t)(H-t) - 4.5t^3(4-\pi) \quad (\text{C-H3-3})$$

El factor de reducción de la resistencia ϕ y el factor de seguridad Ω son los mismos que para corte por flexión del Capítulo G.

Cuando se considera pandeo local en tubos redondos sometidos a torsión, muchos de los miembros estructurales serán de longitud moderada o larga por lo que las disposiciones para cilindros cortos no aplican. La resistencia al pandeo local elástico de cilindros largos no resulta afectada por las condiciones en sus extremos y la tensión crítica es la dada por Galambos (1998), como

$$F_{cr} = \frac{K_t E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} \quad (\text{C-H3-4})$$

El valor teórico de K_t es 0.73 pero se recomienda un valor de 0.6 para tomar en cuenta las imperfecciones iniciales del miembro. Schilling (1965) y Galambos (1998) suministran la siguiente ecuación para la tensión de pandeo local elástica para tubos redondos de moderada longitud ($L > 5.1D^2/t$) cuyos extremos no se encuentran restringidos contra la rotación:

$$F_{cr} = \frac{1.23 E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}} \sqrt{\frac{L}{D}}} \quad (\text{C-H3-5})$$

La ecuación incluye un 15% de reducción para tomar en cuenta las imperfecciones iniciales del miembro. En esta ecuación se incluye el efecto de longitud para la condición de apoyo simple, y se desprecia el aumento aproximado de 10% en la resistencia al pandeo para bordes fijos en los extremos. Una limitación adicional es que no sea excedida la resistencia de fluencia en corte, $0.6 F_y$.

Las disposiciones para la tensión crítica de tubos rectangulares son idénticas a las disposiciones de corte por flexión de la Sección G2 con el coeficiente de pandeo por corte igual a $k_v = 5.0$. La distribución de corte debido a torsión es uniforme en los lados largos

del tubo rectangular, y esta es la misma distribución que se supone debe existir en el alma de vigas de sección de ala ancha. Por lo tanto, es razonable que las disposiciones para pandeo sean las mismas en ambos casos.

2. Tubos sometidos a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial

Hay muchas ecuaciones de interacción que han sido propuestas en la literatura para las combinaciones de carga que producen tensión normal y de corte en conjunto. Una forma común, es la combinación elíptica con la suma de los cuadrados (Felton y Dobbs, 1967) de la tensión normal y la tensión de corte:

$$\left(\frac{f}{F_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{F_{ver}}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{C-H3-6})$$

En una segunda forma, la razón de las tensiones normales está elevada a la primera potencia:

$$\left(\frac{f}{F_{cr}}\right) + \left(\frac{f_v}{F_{ver}}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{C-H3-7})$$

La forma más reciente es un tanto más conservadora, pero no por mucho (Schilling, 1965), y esta forma es la usada en esta Especificación:

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c}\right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c}\right)^2 \leq 1.0 \quad (\text{C-H3-8})$$

donde los términos con subíndice r representan las resistencias requeridas y los términos con subíndice c corresponden a las resistencias disponibles. Efectos normales debido a la flexión y carga axial son combinados linealmente y luego combinados con el cuadrado de la combinación lineal entre efectos de corte por flexión y torsión. Cuando se presenta el efecto de carga de compresión axial, la resistencia requerida de flexión, M_c , debe ser determinada mediante un análisis de segundo orden.

3. Resistencia de Miembros No Tubulares bajo Torsión y Tensiones Combinadas

Esta sección cubre todos los otros casos no cubiertos anteriormente. Ejemplos son vigas-grúas armadas de sección asimétrica y muchos otros tipos de secciones armadas con forma irregular. Las tensiones requeridas son determinadas mediante análisis elástico basado en las teorías establecidas en la mecánica estructural. Los tres estados límite a considerar y las respectivas tensiones disponibles son:

- (1) Fluencia bajo tensión normal - F_y
- (2) Fluencia bajo tensión de corte - $0.6 F_y$
- (3) Pandeo - F_{cr}

En muchos de los casos es suficiente considerar las tensiones normales y de corte separadamente porque los valores máximos raramente ocurren en el mismo lugar en la sección o a lo largo del elemento. Seaburg y Carter (1997) entregan una completa discusión sobre análisis torsional de perfiles abiertos.

CAPÍTULO I

DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA

El Capítulo I incluye extensos cambios técnicos y de formato así como también significativo nuevo material en relación con ediciones previas a la Especificación. Los mayores cambios técnicos consisten en nuevas disposiciones de diseño para columnas compuestas (Sección I2), que ahora incluyen nuevos modelos de resistencia de la sección transversal, disposiciones para diseño en tracción y en corte, y una liberación de los límites de esbeltez para perfiles tubulares. Otros cambios técnicos importantes han sido realizados en las disposiciones de resistencia de los conectores de corte (Sección I3.2d); el uso de un modelo de resistencia última para el diseño ASD de vigas compuestas (Sección I3.2); y nuevas limitaciones de material (Sección I1.2).

Los principales cambios de formato en el Capítulo I incluyen la eliminación de la anterior Sección I1 “Hipótesis de Diseño y Definiciones”. Los contenidos de esa Sección han sido transferidos al Glosario, a la sección de notación u otras ubicaciones en la Especificación, y la sección ha sido reemplazada por una sección sobre Disposiciones Generales. Otros cambios de formato son los siguientes: la separación del diseño de columnas compuestas en distintas disposiciones para secciones embebidas en concreto y rellenas de concreto; la incorporación de la primera Sección I5 “Conectores de Corte” en la actual Sección I3. Además, se han eliminado las extensas notas históricas que había en el Comentario de ediciones previas de la Especificación, en relación con el desarrollo de las presentes disposiciones de diseño compuesto, debido a que ese material es ampliamente conocido.

I1. DISPOSICIONES GENERALES

El diseño de secciones compuestas requiere la consideración del comportamiento tanto del acero como del concreto. Estas disposiciones fueron desarrolladas con la intención de minimizar los conflictos entre las actuales disposiciones de diseño de acero y de concreto así como también entregar el debido reconocimiento de las ventajas que presenta el diseño compuesto. Como resultado de este esfuerzo de disminuir conflictos, esta Especificación ahora utiliza el enfoque de resistencia de la sección transversal en el diseño de columnas, lo cual es consistente con la metodología utilizada en diseño de concreto reforzado (ACI, 2002). Además, este enfoque permite dar un tratamiento consistente de las resistencias de las secciones transversales tanto para columnas como vigas compuestas.

Esta Especificación supone que el usuario está familiarizado con las especificaciones de diseño de concreto reforzado tales como ACI (2002) y que no repite muchas de las disposiciones que se necesitan para el diseño de la parte correspondiente al concreto, en aspectos tales como especificaciones de material, anclaje, longitudes de empalmes y disposiciones de corte y torsión.

Las disposiciones en el Capítulo I abarcan el diseño por resistencia de las secciones compuestas solamente. El ingeniero estructural necesita considerar las cargas resistidas por la sección de acero solamente cuando se determinan los efectos de carga durante la fase de construcción. El ingeniero estructural también necesita considerar las deforma-

ciones a lo largo de la vida de la estructura y la sección apropiada para dichas deformaciones. Cuando se consideran estos estados límite, debe prestarse la debida atención a los cambios de largo plazo debido a la fluencia lenta y la retracción del concreto, adicionales a las tensiones y deformaciones normales de corto plazo o instantáneas.

1. Resistencia Nominal de Secciones Compuestas

La resistencia de secciones compuestas debe ser calculada basada en cualquiera de los dos métodos presentados en esta Especificación. El primero es el método de compatibilidad de las deformaciones, que entrega un método de cálculo general. El segundo es el método de la distribución de tensiones plásticas, que es un subconjunto del método de compatibilidad de deformaciones. Se trata primero el método de distribución de tensiones plásticas debido a que es un método de cálculo simple y conveniente para la mayor cantidad de situaciones comunes de diseño.

1a. Método de Distribución de las Tensiones Plásticas

El método de distribución de las tensiones plásticas está basado en la hipótesis de deformación lineal a través de la sección y comportamiento elasto-plástico. Supone que el concreto ha alcanzado su resistencia de aplastamiento a una deformación de 0.003 y una tensión correspondiente (típicamente $0.85f'_c$) de un bloque de tensiones rectangular, y que el acero ha excedido su deformación de fluencia, típicamente tomada como F_y/E_s .

La resistencia de la sección para diferentes combinaciones de carga axial y momento de flexión, para secciones típicas de columna compuesta, puede ser determinada sobre la base de estas simples hipótesis. El diagrama de interacción para momento y carga axial de una sección compuesta basada en distribución de tensiones plásticas es similar a la de una sección de concreto reforzado como lo muestra la Figura C-II.1. En el caso de secciones embebidas en concreto, puede tomarse, como simplificación conservadora, una línea poligonal de interacción entre cuatro o cinco puntos fijos, dependiendo del eje de flexión (Roik y Bergmann, 1992; Galambos, 1998). Estos puntos son identificados como A, B, C, D y E en Figura C-II.1.

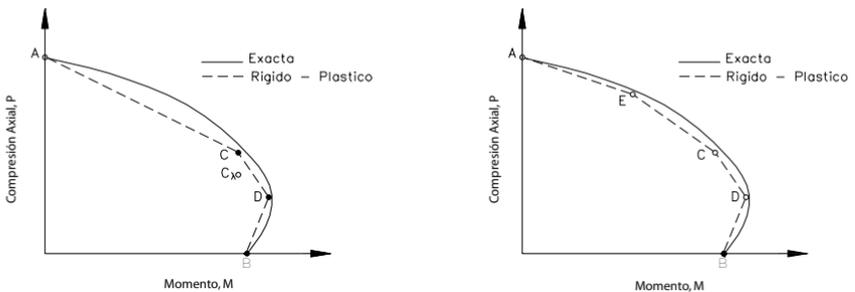


Fig. C-II.1. Comparación entre envolventes momento-carga axial exacta y simplificada.

El método de las tensiones plásticas para columnas, supone que no ocurre deslizamiento entre el acero y la parte de concreto y que se cumplen las razones de esbeltez local requeridas para prevenir pandeo local hasta que tenga lugar una fluencia extendida en toda la sección. Diversos ensayos y análisis han mostrado que estas suposiciones son razo-

nables en estado límite último, tanto para secciones de acero embebidas con conectores de corte como para perfiles tubulares que cumplan con estas disposiciones (Galambos, 1998; Hajjar, 2000; Shanmugam y Lakshmi, 2001). Para tubos circulares, estas disposiciones permiten el aumento de la tensión última del concreto a $0.95 f'_c$ para tomar en cuenta los efectos beneficiosos de la acción de restricción circunferencial debido al confinamiento transversal (Leon y Aho, 2002).

Basado en hipótesis similares, pero permitiendo el deslizamiento entre la viga de acero y la losa compuesta, pueden derivarse expresiones simplificadas para secciones típicas de viga compuesta. Estrictamente hablando, estas distribuciones no están basadas en deslizamiento, sino que en la resistencia de la conexión de corte. Se supone interacción completa si la resistencia de conexión de corte excede: (a) la resistencia de fluencia en tracción de la sección de acero o la resistencia de compresión de la losa de concreto cuando la viga compuesta es cargada en momento positivo, o (b) la resistencia de fluencia en tracción de las barras de refuerzo longitudinal en la losa o la resistencia de compresión de la sección de acero cuando se carga en momento negativo. Si se dispone de conectores de corte en un número suficiente para desarrollar completamente la resistencia de flexión, cualquier deslizamiento que ocurra previo a la fluencia tiene un efecto despreciable en el comportamiento. Cuando no se presenta interacción completa, se dice que la viga posee una colaboración parcial. Los efectos de deslizamiento en las propiedades elásticas de una viga compuesta con colaboración parcial pueden ser significativos y deben tomarse en cuenta si resultan importantes para el cálculo de las flechas y tensiones para cargas de servicio. Las propiedades elásticas aproximadas de vigas con colaboración parcial se dan en la Sección I3 del Comentario.

1b. Método de Compatibilidad de Deformaciones

Los principios usados para calcular la resistencia de la sección en la Sección II.1a pueden no ser aplicables para todas las situaciones de diseño o secciones posibles. Como una alternativa, la Sección II.1b permite el uso de un método generalizado de compatibilidad de deformaciones que permite el uso de cualquier modelo de tensión-deformación razonable para el acero y el concreto.

2. Limitaciones del Material

Las limitaciones al material dado en la Sección II.2 reflejan el rango de propiedades disponibles del material obtenidas de ensayos experimentales (Galambos, 1998; Hajjar, 2000; Shanmugam y Lakshmi, 2001; Leon y Aho, 2002). Para el diseño de concreto reforzado, un límite de 715 kgf/cm^2 (70 MPa) es impuesto para cálculos de resistencia, tanto para tener en cuenta la insuficiente información disponible sobre esta resistencia como también para considerar los cambios en el comportamiento observado, especialmente en aquellos modos de comportamiento frágil, como corte. Para concreto normal y liviano se especifica un límite inferior de 215 kgf/cm^2 (21 MPa) y para promover el uso de concreto liviano de buena calidad un límite superior de 430 kgf/cm^2 (42 MPa). Se permite el uso de resistencias mayores para el cálculo del módulo de elasticidad, y se acepta que los límites puedan ser extendidos para cálculos, cuando están fundamentados en ensayos y análisis apropiados.

3. Conectores de Corte

Esta sección provee detalles básicos de conectores de corte y especificaciones de material. La resistencia nominal de fluencia y resistencia nominal última para espárragos típicos ASTM A108 Tipo B son 3 570 kgf/cm² (350 MPa) y 4 590 kgf/cm² (450 MPa), respectivamente (AWS 2004).

12. MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE

En la Sección I2, se trata separadamente el diseño de columnas compuestas embebidas y columnas rellenas de concreto, aunque ambas tienen mucho en común. La intención es facilitar el diseño manteniendo los principios generales y requisitos de detallamiento para cada tipo de columna por separado.

Para determinar la resistencia de la sección se utiliza un modelo de resistencia última (León y Aho, 2002). Este modelo es similar al que se usó en las anteriores Especificaciones LRFD. La mayor diferencia es que se toma en cuenta la resistencia completa del acero de refuerzo y el concreto en lugar del 70% que se ocupaba en las especificaciones anteriores. Además, estas disposiciones entregan la resistencia de la sección compuesta como una fuerza, mientras que en las especificaciones anteriores se convertía la fuerza en una tensión equivalente. Las anteriores disposiciones no predicen adecuadamente la resistencia para columnas con una cuantía baja de acero, pues, en la metodología aplicada se despreciaba arbitrariamente el acero de refuerzo y el concreto.

La consideración de los efectos de longitud en el diseño es consistente con el criterio que se aplica en columnas de acero. Las ecuaciones utilizadas son las mismas que las del Capítulo E, pero en un formato ligeramente diferente, y en la medida en que el porcentaje de concreto disminuye en la sección, el diseño tiende al de una sección de acero. Cuando se comparan las disposiciones de la Especificación con resultados experimentales, se comprueba que el método es generalmente conservador pero que el coeficiente de variación obtenido es grande (León y Aho, 2002).

1. Columnas Compuestas Embebidas

1a. Limitaciones

- (1) En esta Especificación, el uso de columnas compuestas abarca desde la cuantía de acero mínima anterior que era un 4% (área de perfil de acero dividido por el área bruta del miembro) decreciendo hasta una cuantía mínima de 1%. Este es un resultado directo de utilizar la resistencia última de la sección y remueve las discontinuidades presentes en el diseño anterior que ocurría cuando la razón de acero disminuía por debajo del 4%.
- (2) La cantidad mínima especificada de refuerzo transversal es para dar un buen confinamiento al concreto.
- (3) Se especifica una cantidad mínima de refuerzo de acero longitudinal para asegurar que por lo menos sean utilizadas cuatro barras longitudinales continuas en las esquinas (ver Sección I2.1f). En algunos casos puede ser necesario disponer otras barras longitudinales para dar adecuada restricción a las trabas, sin embargo, ese acero longitudinal no puede ser considerado para el cálculo de la

resistencia de la sección a no ser que sean continuas y debidamente ancladas. Se espera que este límite rara vez ocurra en la práctica, excepto para el caso de secciones muy grandes.

1b. Resistencia de Compresión

La resistencia de compresión de la sección es la suma de las resistencias últimas de los componentes. La resistencia no es cubierta de la misma manera que en el diseño de columnas de concreto reforzado debido a una combinación de razones: (1) el factor de resistencia ha sido reducido desde el valor 0.85 usado en ediciones anteriores a 0.75 en este Especificación; (2) el acero transversal requerido presenta un mejor desempeño que la típica columna de concreto reforzado; (3) la presencia de una sección de acero cerca del centro del miembro reduce la posibilidad de una falla repentina debido a pandeo del refuerzo de acero longitudinal; y (4) en muchos casos existirá una excesiva excentricidad de la carga (en otras palabras, momentos) debido al tamaño del miembro y por los típicos mecanismos de transmisión de fuerzas.

1c. Resistencia de Tracción

Se ha agregado una nueva Sección I2.1c para clarificar la resistencia de tracción a utilizar en situaciones donde el levantamiento es relevante y para cálculos de la curva de interacción viga-columna. La disposición se concentra en el estado límite de fluencia del área bruta. Cuando sea apropiado para la configuración estructural, se deben considerar también otros estados límite de resistencia de tracción y de la conexión como se especifica en los Capítulos D y J.

1d. Resistencia de Corte

Este nuevo material ha sido agregado para entregar guías para el cálculo de la resistencia de corte de columnas compuestas. Las disposiciones requieren ya sea: el uso de la sección de acero sola más la contribución de cualquier refuerzo de corte transversal presente, en la forma de amarras, o bien, sólo la resistencia de corte calculada en base a la parte de concreto reforzado solamente (en otras palabras, el concreto más las barras de refuerzo longitudinal y transversal). Esto implica las siguientes resistencias de corte:

$$V_n = 0.6F_y A_w + A_{st} F_{yr} \frac{d}{s}$$

$$\phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

o

$$V_n = 2\sqrt{f_c'}bd + A_{st} F_{yr} \frac{d}{s}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Sería lógico sugerir disposiciones donde tanto la contribución de la sección de acero como el concreto reforzado pudieran ser superpuestos; sin embargo, existe poca investigación disponible en este tema.

1e. Transferencia de Carga

Para evitar el recargo tensional del perfil de acero o el concreto en las conexiones de columnas compuestas embebidas, se necesita transferir la carga por aplastamiento directo, mediante una conexión de corte, o una combinación de ambas. Aunque se reconoce que la transferencia de carga también ocurre por interacción mediante adherencia directa entre el acero y el concreto, esto es típicamente ignorado para columnas compuestas embebidas (Griffis, 1992).

Cuando se usan conectores de corte en columnas compuestas embebidas, es apropiado en la mayoría de las situaciones espaciarlos uniformemente, pero cuando se aplican cargas elevadas, puede ser necesario distribuir de otra forma los conectores, para evitar sobrecargar al componente (perfil de acero o funda de concreto) sobre el cual la carga es aplicada directamente.

Cuando el área de apoyo de concreto es más ancha en todos los lados que el área cargada, la resistencia nominal de aplastamiento del concreto puede considerarse como:

$$N_b = 0.85 f'_c \sqrt{A_2 / A_1} \quad \text{C-I2-1}$$

donde A_1 es el área de carga y A_2 es el área máxima de la superficie de apoyo que es concéntrica al área de carga y geoméricamente similar. El valor de $\sqrt{A_2 / A_1}$ debe ser menor o igual a 2. Esta Especificación usa un valor de resistencia nominal máxima de aplastamiento de ϕ_b . El factor de resistencia para aplastamiento, $1.7 f'_c A_B$, es 0.65 (y el factor de seguridad asociado Ω_b es 2.31) de acuerdo con ACI (2002).

2. Columnas Compuestas Rellenas

2a. Limitaciones

- (1) Tal como se discutió para columnas embebidas, ahora se permite el diseño de columnas compuestas con cuantía de acero menor que 1%.
- (2) Se ha levantado la restricción de esbeltez mínima para pandeo local especificada en ediciones previas de la Especificación LRFD. Tales ediciones no diferencian entre pandeo de perfiles tubulares con y sin relleno. Las nuevas disposiciones toman en cuenta el efecto de confinamiento del concreto en el pandeo local de la pared del tubo.

2b. Resistencia de Compresión

La resistencia de compresión de la sección está dada por la suma de las resistencias últimas de los componentes. El efecto benéfico de confinamiento en tubos circulares puede tomarse en cuenta al aumentar la resistencia de aplastamiento del concreto a $0.95 f'_c$.

2c. Resistencia de Tracción

Al igual que en el caso de columnas embebidas, se agregó esta nueva Sección I2.2c para explicar de mejor forma la resistencia de tracción.

2d. Resistencia de Corte

Ver comentario de la Sección I2.1d.

2e. Transferencia de Carga

Para evitar el recargo tensional del perfil de acero o el concreto en las conexiones de columnas compuestas rellenas, se permite una transferencia de carga por aplastamiento directo, conexión de corte o interacción de adherencia directa, siendo admisible utilizar el mecanismo que provea la mayor resistencia. Sin embargo, no se permite la superposición de estos mecanismos de transferencia de carga para columnas compuestas rellenas, ya que los datos experimentales indican que el aplastamiento directo o la conexión de corte usualmente no se inician hasta después que ha sido alcanzada la resistencia de adherencia directa, y hay pocos datos experimentales disponibles acerca de la interacción de aplastamiento directo y conexión de corte en columnas compuestas rellenas.

La transferencia de carga por adherencia directa es usada comúnmente en columnas compuestas rellenas en la medida en que se detallan las conexiones para limitar deformaciones locales (API, 1993; Roeder y otros, 1999). Sin embargo, existe gran dispersión en los datos experimentales respecto de la resistencia por adherencia y longitud de transferencia de carga asociada de columnas compuestas rellenas, particularmente cuando se comparan ensayos en donde el núcleo de concreto es empujado a través del tubo de acero (ensayo de expulsión del concreto) respecto de ensayos en los cuales se conecta una viga sólo al tubo de acero y el corte es transferido a la columna compuesta rellena. Las excentricidades incorporadas en los ensayos de conexiones normalmente aumentan la resistencia por adherencia de las columnas compuestas rellenas.

Un límite inferior razonable para la resistencia por adherencia de columnas compuestas rellenas, que cumple las disposiciones de la Sección I2 es 4.1 kgf/cm^2 (0.4 MPa). Mientras que los ensayos de expulsión del concreto usualmente muestran resistencias de adherencia menores que este valor, la excentricidad introducida en la conexión habitualmente aumenta la resistencia de adherencia alcanzando el valor antes mencionado o incluso mayores. Los experimentos también indican que una suposición razonable para la distancia longitudinal de la columna compuesta rellena, requerida para transferir la carga desde el perfil tubular de acero al núcleo de concreto es aproximadamente igual al ancho de un tubo rectangular o el diámetro, en el caso de un tubo circular, medidos ambos por arriba y por debajo del punto de transferencia de carga.

Una forma de estimar la adherencia de interacción directa para perfiles tubulares rellenos, se presenta a continuación, con recomendaciones para estimar ϕ y Ω . Estas ecuaciones consideran que la cara de una columna compuesta rellena rectangular, o la mitad del perímetro de una columna compuesta rellena circular, está comprometido en la transferencia de la tensión por acción de adherencia directa. Para condiciones especiales es posible garantizar valores mayores de resistencia nominal de adherencia. La dispersión en los datos lleva a aplicar un valor bajo recomendado para el factor de resistencia, ϕ y el correspondiente valor elevado del factor de seguridad, Ω .

(a) Para tubos rectangulares rellenos con concreto:

$$V_{in} = b^2 C_{in} F_{in} \quad (C-I2-2)$$

$$\phi = 0.45 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 3.33 \text{ (ASD)}$$

donde

- V_{in} = resistencia nominal de adherencia, T (kN)
- F_{in} = tensión nominal de adherencia = 4.1 kgf/cm² (0.40 MPa)
- b = ancho del tubo rectangular a través de cara de transferencia de carga, cm (mm)
- C_{in} = 1; cuando la columna compuesta rellena se extiende sólo arriba o abajo del punto de transferencia de carga
- = 2; cuando la columna compuesta rellena se extiende tanto arriba como abajo del punto de transferencia de carga

(b) Para tubos circulares rellenos con concreto:

$$V_{in} = 0.5 \pi D^2 C_{in} F_{in} \quad (C-I2-3)$$

$$\phi = 0.45 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 3.33 \text{ (ASD)}$$

donde

- V_{in} = resistencia nominal de adherencia, T (kN)
- F_{in} = tensión nominal de adherencia = 4.1 kgf/cm² (0.40 MPa)
- D = diámetro de tubo circular, cm (mm)
- C_{in} = 1; cuando la columna compuesta rellena se extiende sólo arriba o abajo del punto de transferencia de carga
- = 2; cuando la columna compuesta rellena se extiende tanto arriba como abajo del punto de transferencia de carga

Al igual que en el caso de columnas embebidas, esta especificación supone que para determinar la resistencia de aplastamiento se usa la combinación más ventajosa de área de carga y área de concreto. En consecuencia, la resistencia de aplastamiento nominal se considera como $1.7f'_c A_g$.

2f. Requisitos de Detalle

Cuando se usan conectores de corte en columnas compuestas rellenas, las disposiciones requieren que estos sean ubicados a una distancia de 2.5 veces el ancho del tubo rectangular o 2.5 veces el diámetro del tubo circular, ambas distancias medidas por arriba y por debajo de la región de transferencia. En la mayoría de estas situaciones, un espaciamiento uniforme es apropiado. Sin embargo, cuando se aplican grandes cargas, otro tipo de distribución de conectores puede ser necesario para evitar sobrecarga del perfil de acero o núcleo de concreto al cual se le aplica carga directamente.

13. MIEMBROS EN FLEXIÓN

1. General

Esta sección considera tres tipos de vigas compuestas: vigas de acero completamente embebidas, perfiles tubulares rellenos de concreto y vigas de acero con anclaje mecánico a la losa.

Cuando el diseño de una viga compuesta es controlado por deformación, debería limitarse el comportamiento de la viga al rango elástico bajo combinaciones de cargas de servicio. Alternativamente, los efectos de amplificación debido al comportamiento inelástico deberían ser considerados cuando la deformación es revisada.

En algunas ocasiones no resulta práctico hacer cálculos precisos de rigidez de miembros compuestos en flexión. Comparaciones de ensayos de deformación de corto plazo indican que el momento de inercia efectivo, I_{eff} , es un 15% hasta 30% menor que el calculado basado en la teoría lineal elástica (I_{equiv}). En consecuencia, para cálculos de deformación realistas, I_{eff} debe tomarse como $0.75 I_{equiv}$.

Como una alternativa, se puede utilizar el momento de inercia, I_{lb} , como se define abajo:

$$I_{lb} = I_s + A_s (Y_{ENA} - d_3)^2 + \left(\sum Q_n / F_y \right) (2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2 \quad (C-13-1)$$

donde

- A_s = área de la sección de acero, cm^2 (mm^2)
- d_1 = distancia desde la fuerza de compresión en el concreto hasta el borde superior de la sección de acero, cm (mm)
- d_3 = distancia desde la fuerza resultante de tracción del acero para fluencia de la sección completa hasta el borde superior de la sección de acero, cm (mm)
- I_{lb} = límite inferior del momento de inercia, cm^4 (mm^4)
- I_s = momento de inercia del perfil de acero, cm^4 (mm^4)
- $\sum Q_n$ = suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero en cada lado, T (kN)

$$Y_{ENA} = \left[\left(A_s d_3 + \left(\sum Q_n / F_y \right) (2d_3 + d_1) \right) / \left(A_s + \left(\sum Q_n / F_y \right) \right) \right]$$

El uso de una rigidez constante en el análisis elástico de vigas continuas es análogo a la práctica en diseño de concreto reforzado. La rigidez calculada usando un promedio ponderado de los momentos de inercia en la región de momento positivo y negativo puede tomar la siguiente forma:

$$I_t = aI_{pos} + bI_{neg} \quad (C-13-2)$$

donde

- I_{pos} = momento de inercia efectivo para momento positivo, cm^4 (mm^4)
- I_{neg} = momento de inercia efectivo para momento negativo, cm^4 (mm^4)

El momento de inercia efectivo está basado en la sección fisurada transformada considerando el grado de acción compuesta. Para vigas continuas sujetas a carga gravitacional solamente, el valor de a puede tomarse como 0.6 y el valor de b puede tomarse como 0.4. Para vigas compuestas usadas como parte del sistema resistente lateral en marcos de momento, el valor de a y b puede tomarse como 0.5 para cálculos relacionados con la deriva del piso.

En aquellos casos en los cuales se desea un comportamiento elástico, la resistencia seccional de los miembros compuestos está basada en la superposición de tensiones elásticas incluyendo la consideración del módulo seccional elástico efectivo en el instante en que cada incremento de carga es aplicada. En aquellos casos donde se necesitan las propiedades elásticas para vigas con colaboración parcial, el momento de inercia elástico puede ser aproximado por

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{(\sum Q_n / C_f)} (I_{tr} - I_s) \quad (C-I3-3)$$

donde

- I_s = momento de inercia del perfil de acero, cm^4 (mm^4)
- I_{tr} = momento de inercia para la sección fisurada transformada con colaboración total, cm^4 (mm^4)
- $\sum Q_n$ = suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero en cada lado, T (kN)
- C_f = fuerza de compresión en la losa de concreto para vigas con colaboración total; menor que $A_s F_y$ y $0.85 f'_c A_c$, T (kN)
- A_c = área de la losa de concreto en el ancho efectivo, cm^2 (mm^2)

El módulo de sección elástico efectivo S_{eff} , referido al ala en tracción del perfil de acero para una viga con colaboración parcial, puede ser aproximado por:

$$S_{eff} = S_s + \sqrt{(\sum Q_n / C_f)} (S_{tr} - S_s) \quad (C-I3-4)$$

donde

- S_s = módulo elástico del perfil de acero, referido al ala de tracción, cm^3 (mm^3)
- S_{tr} = módulo elástico de la sección fisurada transformada con colaboración total, referido al ala en tracción, cm^3 (mm^3)

Las Ecuaciones C-I3-3 y C-I3-4 no deben ser utilizadas para razones, $\sum Q_n / C_f$, menores que 0.25. Esta restricción es para prevenir deslizamientos excesivos, así como también evitar una pérdida sustancial de rigidez de la viga. Los estudios indican que las Ecuaciones C-I3-3 y C-I3-3 reflejan adecuadamente la reducción de rigidez y resistencia de viga respectivamente, cuando se usan pocos conectores en comparación con los necesarios para desarrollar la acción de colaboración total (Grant y otros, 1977).

La práctica norteamericana no requiere generalmente que se consideren los puntos siguientes. Se destacan en el siguiente párrafo para aquellos casos en los cuales el diseñador elija construir algo para lo cual estos puntos son aplicables.

1. Resistencia al corte horizontal en la losa: Para el caso de vigas esbeltas con placas colaborante con nervios estrechos o losas delgadas, la resistencia de corte de la losa puede controlar el diseño (por ejemplo, ver Figura C-13.1). Aunque la configuración de las placas colaborantes fabricadas en los Estados Unidos tiende a prevenir este modo de falla, es importante que se revise si la fuerza en la losa es grande o la losa elegida es no convencional. La resistencia de corte de la losa puede ser calculada como la superposición de la resistencia de corte del concreto más la contribución de cualquier refuerzo de la losa que cruce el plano de corte. Tal como se muestra en la figura, la resistencia requerida de corte resulta dada por la diferencia de fuerzas entre las regiones interna y externa de la superficie de falla potencial. En aquellas zonas en las cuales la experiencia ha demostrado que es probable que ocurra agrietamiento longitudinal perjudicial para el estado de servicio, la losa debería ser reforzada en la dirección transversal a la sección de acero de refuerzo. Se recomienda que el área de ese refuerzo sea al menos 0.002 veces el área de concreto en la dirección longitudinal de la viga y que se disponga uniformemente distribuida.

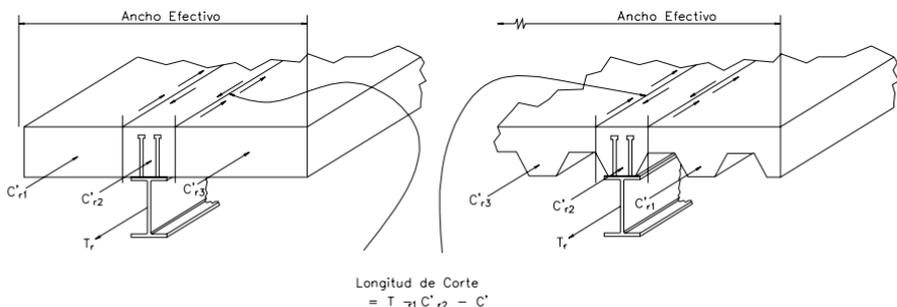


Fig. C-13.1. Corte longitudinal en la losa [según Chien y Ritchie (1984)].

2. Capacidad rotacional en zonas de rótula plástica: No existe requisito de capacidad rotacional para las zonas de rótula plástica. En aquellos lugares donde se permita la redistribución plástica, los momentos en la sección pueden ser hasta 30% menores que los entregados por el correspondiente análisis elástico. Sin embargo, esta reducción es declarada sólo por la habilidad del sistema para deformar a través de rotaciones muy grandes. Para alcanzar este nivel de rotaciones, se deben cumplir requisitos muy estrictos para prevenir pandeo local y pandeo lateral torsional (Dekker y otros, 1995). Para los casos donde se utiliza un 10% de redistribución (ver Apéndice 1), la capacidad de rotación requerida está dentro de los límites entregados por las disposiciones para pandeo local y lateral-torsional en el Capítulo F. En consecuencia, no es necesario realizar una revisión de la capacidad rotacional para diseños que cumplan esta disposición.
3. Cantidad mínima de conexión de corte: No existe un requisito mínimo para la cantidad de conexión de corte. Las Guías de Diseño en los Estados Unidos limitan usualmente la acción de colaboración parcial a un mínimo de 25% por razones prácticas, pero surgen dos problemas con el uso de bajos niveles de colaboración parcial. Primero, para colaboración parcial de menos del 50% se requiere de grandes rotaciones para alcanzar la resistencia de flexión disponible

del miembro, y esto puede resultar en una muy limitada ductilidad después que se alcanza la resistencia nominal. Segundo, una baja acción colaborante resulta en el abandono temprano del comportamiento elástico tanto de la viga como de los conectores de corte. Las disposiciones actuales, que están basadas en conceptos de resistencia última, han eliminado las comprobaciones para asegurar el comportamiento elástico bajo combinaciones de carga de servicio, y esto puede ser un problema cuando se utilizan bajos niveles de colaboración parcial.

4. Deformaciones de largo plazo debido a la retracción y la fluencia lenta. No hay una metodología de cómo calcular las deformaciones de largo plazo de vigas compuestas debido a la fluencia lenta y a la retracción. La deformación de largo plazo debido a retracción puede ser calculada con el modelo simplificado mostrado en la Figura C-I3.2, en donde el efecto de retracción se toma como un conjunto equivalente de momentos de borde dados por la fuerza de retracción (deformación de retracción restringida a largo plazo multiplicada por el módulo elástico del concreto y por el área efectiva de concreto) multiplicada por la excentricidad entre el centro de la losa y el eje elástico neutral. Si el coeficiente de retracción restringida para los agregados no es conocida, la deformación de retracción para estos cálculos puede ser tomada como 0.02%. Las deformaciones de largo plazo debidas a la fluencia lenta, que pueden ser cuantificadas usando un modelo similar al mostrado en la figura, son pequeñas a no ser que las luces sean largas y las sobrecargas permanentes elevadas. Se debe prestar especial atención a los agregados livianos para los efectos de retracción y fluencia lenta, que tienden a tener coeficientes de fluencia lenta y absorción de humedad más grandes y menor módulo de elasticidad comparados con agregados convencionales, empeorando cualquier problema potencial de deformación. Es necesario recurrir al criterio y experiencia del ingeniero para calcular la deformación de largo plazo, pues el proceso requiere la consideración de muchas variables y no es estrictamente correcto realizar una superposición lineal de estos efectos (ACI, 1997; Viesé y otros, 1997).

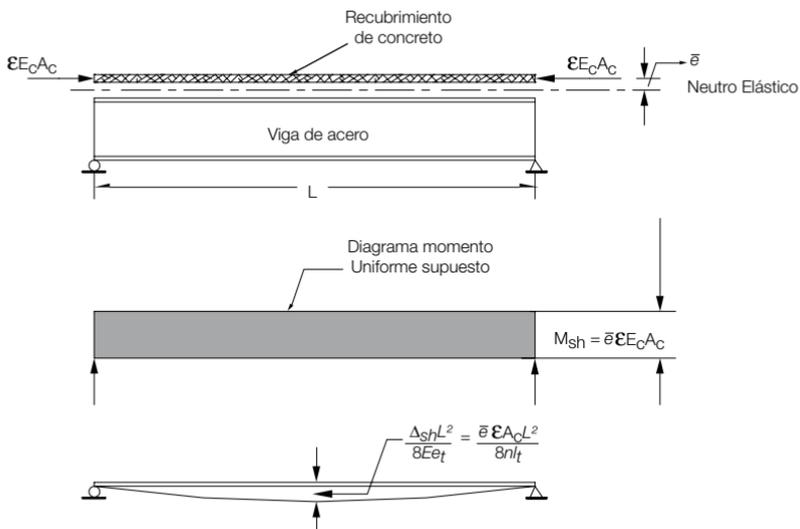


Fig. C-I3.2. Cálculo de los efectos de retracción [según Chien y Ritchie (1984)].

1a. Ancho Efectivo

Las mismas reglas de ancho efectivo aplican para vigas compuestas con losa en un lado o en ambos lados de la viga. En los casos que la rigidez efectiva de una viga con un solo lado de losa es importante, se debe tomar especial cuidado debido a que el modelo puede sobrestimar sustancialmente la rigidez (Brosnan y Uang, 1995). Para simplificar el diseño, el ancho efectivo está basado en la luz completa medida centro a centro entre apoyos, tanto para vigas simples como continuas.

1b. Resistencia a Corte

El criterio adoptado en las disposiciones de corte para vigas compuestas es conservador, al asignar todo el corte al acero del alma de la sección. Se desprecia cualquier contribución de la losa de concreto lo cual además permite simplificar el diseño.

1c. Resistencia Durante la Construcción

El diseño de vigas compuestas requiere de cuidado cuando se considera la historia de carga. Las cargas aplicadas a una viga no apuntalada antes de que el concreto haya fraguado son resistidas por la sección de acero solamente, y sólo las cargas aplicadas después que el concreto ha fraguado se consideran resistidas por la sección compuesta. Usualmente se supone para propósitos de diseño que el concreto se ha endurecido cuando alcanza el 75% de su resistencia de diseño. La deformación causada por el concreto fresco en una viga no apuntalada tiende a aumentar el espesor de losa y con ello la carga muerta. Para luces mayores esto puede provocar inestabilidad, fenómeno análogo al de estancamiento de agua en techos. El aumento excesivo del espesor de losa puede ser evitado si se utilizan contraflechas. El vertido de concreto en un espesor constante también ayuda a eliminar la posibilidad de inestabilidad por estancamiento (Ruddy, 1986). Cuando los moldajes no se conectan al ala superior, el arriostamiento lateral de la viga de acero puede no ser continuo durante la construcción y la longitud no arriostada puede controlar la resistencia de flexión, como se define en el Capítulo F.

Esta Especificación no incluye los requisitos especiales para resistencia durante la construcción. Para estas vigas no compuestas se deben aplicar las disposiciones del Capítulo F.

Las combinaciones para cargas de construcción deben ser determinadas para proyectos individuales de acuerdo con las condiciones locales, utilizando como guía el ASCE (2002).

2. Vigas Compuestas con Conectores de Corte

La Sección I3.2 aplica para vigas compuestas simples y continuas con conectores de corte, construidas con o sin puntales temporales.

2a. Resistencia de Flexión Positiva

La resistencia de flexión de la viga compuesta en la región de momentos positivos puede ser controlada por la resistencia de la sección de acero, la losa de concreto o los conectores de corte. Además, el pandeo del alma puede limitar la resistencia de flexión si el

alma es esbelta y una gran parte del alma esta en compresión.

De acuerdo con la Tabla B5.1, el pandeo local del alma no reduce la resistencia plástica de la viga de acero desnuda si la razón de esbeltez del alma no es mayor que $3.76\sqrt{E/F_y}$. A falta de investigación sobre el pandeo del alma en vigas compuestas, se aplica conservadoramente la misma razón para las vigas compuestas.

Para vigas con almas esbeltas, esta Especificación adopta conservadoramente la primera fluencia como resistencia de flexión límite. En tal caso, las tensiones en la sección de acero debidas a cargas permanentes aplicadas sobre las vigas no apuntaladas antes que el concreto haya fraguado pueden ser superpuestas a las tensiones en la sección compuesta debidas a las cargas aplicadas a la viga después del endurecimiento del concreto. Para vigas apuntaladas se puede suponer que toda la carga es resistida por la sección compuesta.

Cuando la resistencia límite de flexión queda controlada por la primera fluencia, se utiliza la sección elástica transformada para calcular las tensiones en la sección compuesta. La razón modular, $n = E/E_c$, utilizada para determinar la sección transformada, depende del peso específico y la resistencia del concreto.

2b. Resistencia de Flexión Negativa

Las cargas aplicadas longitudinalmente a una viga compuesta continua con conectores de corte, después que la losa se ha fisurado en la región de momentos negativos, son resistidas en esa región por la sección de acero y por el debido refuerzo longitudinal de anclaje de la losa. Cuando una sección de acero compacta debidamente arriostrada con un refuerzo longitudinal debidamente desarrollado actúan de forma compuesta en la región de momento negativo, la resistencia de flexión nominal se determina a través de distribución de tensiones plásticas.

2c. Vigas Compuestas con Placa de Acero Colaborante

La Figura C-13.3 es una representación gráfica de la terminología utilizada en la Sección 13.2c.

Las reglas de diseño para construcción compuesta con placa colaborante de acero están basadas en estudios que se encontraban disponibles (Grant y otros, 1977). Los parámetros límites enumerados en la Sección 13.2c fueron establecidos de manera de mantener la recomendación acotada a los resultados disponibles de trabajos sobre construcción compuesta con placa colaborante de acero.

El espaciamiento mínimo de 450 mm, especificado para conectar la placa colaborante de acero al soporte, cumple la función de limitar el levantamiento a un mínimo durante la fase de construcción previa al vertido del concreto.

2d. Conectores de Corte

(1) Carga Transferida para Momento Positivo

Cuando se usan conectores de corte en vigas con placa colaborante de acero, estos pueden ser soldados directamente a través de la placa o a través de agujeros pre-

punzados o cortados en obra en la placa. El procedimiento usual es soldar los conectores de corte directamente a través de la placa colaborante; sin embargo, cuando el espesor de la placa es mayor que 1.5 mm para un espesor simple, o mayor que 1.2 mm para cada una de las láminas conectadas cuando se trata de un espesor doble, o cuando el espesor total de la cubierta galvanizada posee un peso específico mayor que 0.38 kgf/m², se deben tomar precauciones especiales de acuerdo a procedimientos recomendados por los fabricantes de conectores de corte.

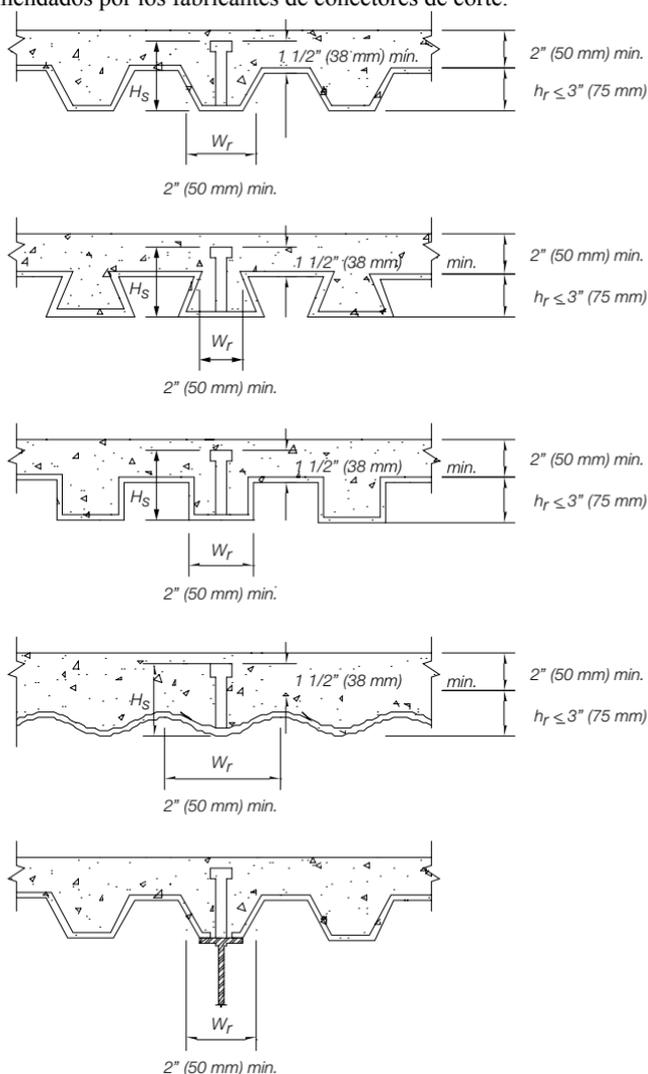


Fig. C-13.3. Límites de placas colaborantes de acero.

Ensayos realizados en vigas compuestas en las cuales el espaciamiento longitudinal de los conectores de corte fue variado de acuerdo con la intensidad del corte estático, y vigas duplicadas en las cuales los conectores de corte han sido espaciados uniformemente, exhiben aproximadamente la misma resistencia última y la misma deformación bajo cargas nominales. Cuando son sometidas a cargas distribuidas, basta

una pequeña deformación en el concreto cerca de los conectores más tensionados para redistribuir el corte horizontal a los otros conectores de corte menos tensionados. Es importante tener en cuenta que el número total de conectores sea suficiente para desarrollar el corte en cada lado del punto de máximo momento. Las disposiciones de esta Especificación están basadas en el concepto de acción colaborante.

Cuando se calcula la resistencia disponible de flexión en los puntos de máxima flexión negativa, se puede considerar el refuerzo paralelo a la viga de acero que queda incluido dentro del ancho efectivo de la losa, en la medida en que el refuerzo sea debidamente anclado más allá de la región de momento negativo. Sin embargo, es necesario disponer conectores de corte para transferir la fuerza de tracción última en el refuerzo desde la losa hacia la viga de acero.

Cuando la placa colaborante de acero incluye unidades para soportar el tendido eléctrico, se instalan comúnmente enlaces sobre la placa celular perpendicularmente a los nervios. Esto crea trincheras que reemplazan completa o parcialmente secciones de la losa de concreto por sobre la placa. Estas trincheras, que corren paralelas a o transversalmente a la viga compuesta, pueden reducir la efectividad del ala de concreto. Al no existir disposiciones especiales para reemplazar el concreto desplazado por la trinchera, esta debería ser considerada como una discontinuidad estructural en el ala de concreto.

Cuando las trincheras son paralelas a la viga compuesta, el ancho efectivo del ala debe ser determinado por la distancia a posición de la trinchera.

Las trincheras orientadas transversalmente a las vigas compuestas deberían, en lo posible, ser localizadas en las áreas de bajo momento flector y el número total de conectores de corte requeridos deben ser ubicados entre la trinchera y el punto de máximo momento positivo. En aquellos lugares donde la trinchera no puede ser localizada en el área de bajo momento, la viga debe ser diseñada como no compuesta.

(3) Resistencia de Conectores de Corte

Hay una cantidad considerable de investigaciones publicadas en años recientes que indican que las fórmulas de resistencia de corte de conectores usadas en Especificaciones AISC anteriores son no conservadoras. Específicamente, se ha entendido por algún tiempo que los valores de resistencia de espárragos de corte entregados por la Ecuación I5-1 en previas Especificaciones LRFD, en combinación con las antiguas Ecuaciones I3-2 y I3-3, que modificaron la resistencia basadas en la orientación de la placa respecto a la viga, son mayores que las derivadas tanto por ensayos expulsión del concreto o de viga para conectores de corte embebidos en placas colaborantes de diseño moderno (Jayas y Hosain, 1988; 1988a; Mottram y Johnson, 1990; Easterling, Gibbings y Murray, 1993; Roddenberry y otros, 2002). La Ecuación I5-1 en la especificación previa es similar a la nueva Ecuación I3-3 pero sin los factores R_g y R_p .

Otras normativas utilizan una expresión de resistencia de conectores de corte similar a la previa Especificación AISC LRFD; en el código canadiense la resistencia de conectores de corte es reducida por el factor ϕ de 0.8 (CSA, 1994) y por un factor de seguridad parcial aún más chico ($\phi = 0.60$) en la ecuación de resistencia correspondiente de conectores de corte del Eurocódigo 4 (2003).

El origen de esta discrepancia data de cuando fueron desarrolladas las antiguas ecuaciones para la resistencia de conectores de corte. El método antiguo fue desarrollado basado en ensayos realizados en losas sólidas y, como se nota en los actuales factores R_p y R_g en la nueva Ecuación I3-3, el método actual permanece válido para este caso. Estudios posteriores reportados por Robinson (1967) y Fischer (1970), Grant y otros (1977), desarrollaron expresiones para la resistencia de conectores de corte que tomaban en cuenta la presencia de la placa colaborante al incluir variables adicionales relacionadas con la geometría de la placa y los conectores. Sin embargo, muchos de estos ensayos fueron llevados a cabo con placas conformadas desde láminas de acero planas, específicamente para los ensayos.

La mayoría de los pisos con lámina corrugada de acero utilizadas hoy en día tienen un nervio rigidizador en la mitad de cada nervadura de la placa. Gracias a este rigidizador, los conectores de corte deben ser soldados descentrados en el nervio de la lámina. Estudios recientes han mostrado que los conectores de corte se comportan de forma diferente dependiendo de su ubicación en el nervio de la placa colaborante (Lawson, 1992; Easterling y otros, 1993; Van der Sanden, 1995; Yuan, 1996; Johnson y Yuan, 1998; Roddenberry y otros, 2002; Roddenberry y otros, 2002a). Las así llamadas posiciones “débiles” (desfavorable) y “fuertes” (favorables) son ilustradas en la Figura C-13.4. Incluso, el máximo valor mostrado en estos estudios para conectores de corte soldados a través de la placa de acero es en el orden de 0.7 a 0.75 $F_u A_{sc}$. Los conectores de corte ubicados en una posición débil tienen resistencias tan bajas como 0.5 $F_u A_{sc}$.

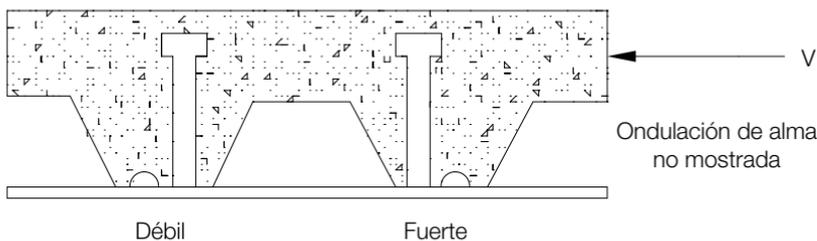


Fig. C-13.4. Posiciones de espárrago débil y fuerte [según Roddenberry y otros (2002a)].

La resistencia de espárragos de corte instalados en los nervios de una losa de concreto sobre placa colaborante de acero con nervios orientados perpendicularmente a la viga de acero es estimada razonablemente por la resistencia de los conectores de corte calculada con la Ecuación I3-3, que establece como valor predeterminado para la resistencia de conectores de corte, igual a la de la posición débil del espárrago. Tanto el AISC (1997) como el Steel Deck Institute (SDI, 1999) recomiendan que los conectores de corte sean detallados en la posición fuerte, pero asegurar que los conectores serán ubicados en la posición fuerte no es necesariamente una tarea fácil porque no siempre es fácil para el instalador poder determinar dónde se ubica el nervio particular a lo largo de la viga, relativo al extremo, centro o punto de inflexión de corte. Por lo tanto, el instalador puede no estar seguro de cuál es la posición fuerte y cuál es la posición débil.

En la mayoría de los pisos compuestos diseñados hoy en día, la resistencia última de la sección compuesta es controlada por la resistencia de los conectores de corte, ya

que la acción colaborante total no es por lo general la solución más económica para soportar la resistencia requerida. El grado de acción colaborante, como se representa por la razón $\Sigma Q_n / F_y A_s$ (la resistencia total de conexión de corte dividida por la resistencia de fluencia de la sección de acero), influye en la resistencia de flexión como se muestra en la Figura C-I3.5.

Puede observarse de la Figura C-I3.5 que un cambio relativo grande en la resistencia de la conexión de corte resulta en un cambio más pequeño en la resistencia de flexión. Por lo tanto, formular la influencia de la placa colaborante en la resistencia de la conexión de corte por medio de ensayos de vigas y recalculando a través de modelos de flexión, como se ha hecho en el pasado, conlleva a un resultado impreciso en la resistencia del conector de corte cuando este es instalado en la placa de acero.

Los cambios en la Especificación 2005 no son el resultado de problemas tanto de falla ni de desempeño estructural. Los ingenieros preocupados por la resistencia de estructuras existentes deben prestar atención a que la pendiente de la curva mostrada en la Figura C-I3.5 es casi plana en la medida en que el grado de acción colaborante se acerca a uno. Por lo tanto, incluso un gran cambio en la resistencia del conector de corte no resulta en una disminución proporcional de la resistencia de flexión. Además, como se menciona antes, la expresión actual no toma en cuenta todos los posibles mecanismos de transferencia de fuerza de corte, principalmente porque muchos de estos son difíciles o imposibles de cuantificar. Sin embargo, como se menciona en el Comentario de la Sección I3.1, en la medida en que el grado de acción compuesta disminuye, las demandas de deformación en el conector de corte aumentan. Este efecto es reflejado al aumentar la pendiente en la relación mostrada en la Figura C-I3.5 en la medida en que el grado de acción colaborante disminuye. Por lo tanto, los diseñadores deben tener cuidado cuando evalúan la resistencia de vigas compuestas existentes con 50% de acción colaborante o menor.

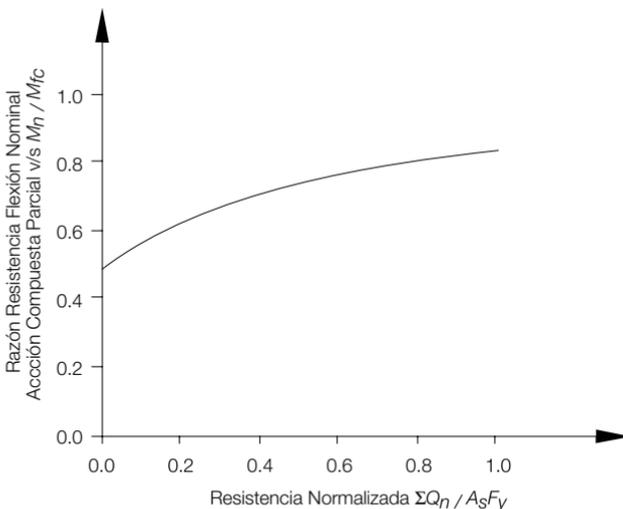


Fig. C-I3.5. Resistencia de flexión normalizada versus razón de resistencia de corte de conexión [W410x46.1, $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $Y_2 = 11,4 \text{ cm}$ (114 mm)] [según Easterling y otros (1993)].

(4) Resistencia de Conectores de Sección Canal

La Ecuación I3-4 es una forma modificada de la fórmula para la resistencia de conectores de canal presentados en Slutter y Driscoll (1965), que fueron basados en los resultados de ensayos de expulsión del concreto y en una pequeña cantidad de ensayos de viga simplemente apoyadas con losas sólidas por Viest y otros (1952). La modificación ha extendido su uso a losas de concreto ligero.

Se necesita no considerar las excentricidades en el diseño de soldaduras para los casos donde las soldaduras en el pie y el talón del canal son mayores que 5 mm y que el conector cumpla con los siguientes requerimientos:

$$1.0 \leq \frac{t_f}{t_w} \leq 5.5$$

$$\frac{H}{t_w} \geq 8.0$$

$$\frac{L_c}{t_f} \geq 6.0$$

$$0.5 \leq \frac{R}{t_w} \leq 1.6$$

donde t_f es el espesor del ala del conector, t_w es el espesor del alma del conector, H es la altura del conector, L_c es la longitud del conector, y R es el radio del filete entre el ala y el alma del conector.

(6) Ubicación y Espaciamiento de Conectores de Corte

Se permite el espaciamiento uniforme de los conectores de corte, excepto cuando se presentan grandes cargas concentradas.

Los conectores de corte que no se ubican directamente sobre el alma de la viga tienden a rajar las alas delgadas antes que éstas alcancen su resistencia de corte total. Para evitar este problema, el tamaño del espárrago de corte no ubicado sobre el alma de la viga debe limitarse a 2.5 veces el espesor del ala (Goble, 1968). La aplicación práctica de esta limitación es la de seleccionar solo vigas con alas más gruesas que el diámetro del espárrago de corte dividido por 2.5.

El espaciamiento mínimo de los conectores a lo largo de la viga es de seis diámetros, tanto en el caso de bordes exteriores de losas planas de concreto como en placas colaborantes de acero con nervios paralelos a las vigas; este espaciamiento refleja el desarrollo de los planos de corte en la losa de concreto (Ollgaard y otros, 1971). Debido a que muchos datos de ensayos están basados en el espaciamiento transversal mínimo de cuatro diámetros, este espaciamiento transversal fue fijado como el mínimo permitido. Si el ala de la viga de acero es angosta, el requisito de espaciamiento puede ser alcanzado al alternar los conectores de corte con una distancia transversal mínima de tres diámetros entre las filas alternadas de conectores. Cuando los nervios de la placa colaborante son paralelos a la viga y el diseño requiere ubicar más conectores de corte que los que caben en el nervio, la placa puede ser separada de manera de dar un espaciamiento adecuado para la instalación de los conectores de corte. La Figura C-I3.6 muestra las posibles distribuciones de conectores de corte.

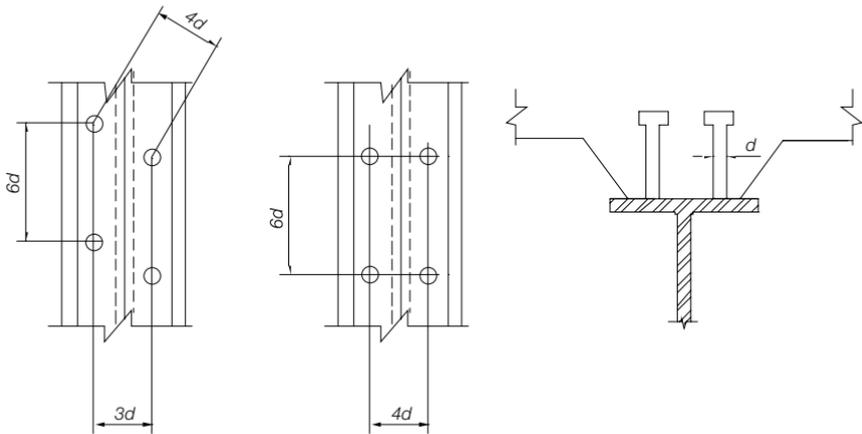


Fig. C-13.6. Disposición de conectores de corte.

3. Resistencia a Flexión de Miembros Embebidos en Concreto y Miembros Rellenos de Concreto

Ensayos de vigas embebidas en concreto han demostrado que: (1) la funda reduce drásticamente la posibilidad de inestabilidad lateral-torsional y evita el pandeo local del acero embebido; (2) las restricciones impuestas en la funda previenen prácticamente la falla de la adherencia previo a la ocurrencia de la primera fluencia de la sección de acero; y (3) la falla de la adherencia no limita necesariamente la resistencia de flexión de la viga de acero embebida (ASCE, 1979). De acuerdo con esto, la Especificación permite tres métodos alternativos para la determinación de la resistencia nominal de flexión: (a) basado en la primera fluencia del ala en tracción de la sección compuesta; (b) basado en la resistencia de flexión plástica de la sección de acero solamente; y (c) basado en la resistencia de flexión plástica de la sección compuesta o método de compatibilidad de deformaciones. El método (c) es aplicable solamente cuando se disponen conectores de corte a lo largo de la sección de acero y se cumple con los requisitos de detallamiento especificados para el refuerzo de la funda de concreto. No existen limitaciones en la esbeltez ni para la viga compuesta ni para los elementos de la sección de acero, pues la funda inhibe efectivamente tanto el pandeo local como el lateral.

En el método (a), las tensiones en la sección de acero debido a cargas permanentes aplicadas sobre vigas no apuntaladas antes que el concreto endurezca, deben ser superpuestas a las tensiones de la sección compuesta debido a cargas aplicadas a la viga después que el concreto se endurezca. En esta superposición toda la carga permanente debe ser multiplicada por el factor de carga permanente y todas las sobrecargas deben ser multiplicadas por el factor de sobrecargas. Para vigas apuntaladas, se supone que toda la carga es resistida por la sección compuesta. Se supone una interacción completa (sin deslizamiento) entre el concreto y la sección de acero.

14. COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

Al igual que todos los análisis de marco de esta Especificación, las resistencias requeridas

para vigas-columnas compuestas deben ser obtenidas por medio de análisis de segundo orden o por análisis de primer orden amplificado. Respecto a la evaluación de la resistencia disponible, esta Especificación no entrega ecuaciones explícitas de interacción entre carga axial y flexión para miembros compuestos. Sin embargo, las disposiciones ofrecen una guía en la Sección 14 sobre los principios que pueden servir para establecer un diagrama de interacción similar a aquellos usados en el diseño de concreto reforzado.

Vigas-Columnas Compuestas. La resistencia axial disponible, incluyendo los efectos de pandeo, y la resistencia de flexión disponible pueden ser calculadas utilizando tanto el método de distribución de tensiones plásticas como también el método de compatibilidad de deformaciones. Más adelante se discuten tres procedimientos simplificados para determinar la resistencia de las vigas-columnas compuestas, que tienen la ventaja de permitir determinar la resistencia para un número limitado de casos y para el resto de los casos se obtiene mediante interpolación.

El primer método aplica para vigas-columnas compuestas con simetría doble, que corresponde a la geometría más común encontrada en la construcción de edificios. Para este caso, las ecuaciones de interacción de la Sección H1 proveen una evaluación conservadora de la resistencia disponible del miembro para combinación de compresión axial y flexión. Estas disposiciones también pueden ser usadas para combinación de tracción axial y flexión. Lo conservador del diseño depende generalmente de cuánta es la contribución del concreto relativa a la contribución del acero en la resistencia global. Las ecuaciones resultan generalmente más conservadoras para miembros con resistencia elevada de compresión del concreto que para miembros con resistencia baja de compresión del concreto.

El segundo método está basado en el desarrollo de superficies de interacción para la combinación de compresión axial y flexión en el nivel de resistencia nominal, utilizando el método de distribución de tensiones plásticas. Esto resulta en una superficie de interacción similar a aquellas mostradas en las Figuras C-11.1 y C-14.1. Los cinco puntos identificados en la Figura C-14.1 son definidos por la distribución de tensiones plásticas. El punto A es la resistencia axial pura determinada de acuerdo con las Ecuaciones I2-4 o I2-13. El punto B se determina como la resistencia de flexión de la sección determinada de acuerdo con las disposiciones de la Sección I3. El punto C corresponde a la ubicación del eje neutro plástico que resulta en la misma capacidad de flexión del punto B pero con carga axial. El punto D corresponde a una resistencia axial igual a la mitad de la determinada por el punto C. El punto E es un punto arbitrario necesario para reflejar de mejor forma la resistencia de flexión en torno al eje y de perfiles embebidos y flexión de perfiles tubulares rellenos. Se puede utilizar interpolación lineal entre los puntos fijos antes mencionados. Sin embargo, se debe tener cuidado en este método cuando se reduce el punto D por un factor de resistencia o se considera la esbeltez del miembro, ya que puede provocar una situación insegura donde se permite una resistencia de flexión mayor asociada a una resistencia de compresión axial menor que la prevista por la resistencia seccional del miembro. Cuando la superficie de interacción de resistencia nominal de la sección es determinada, deben aplicarse los efectos de longitud de acuerdo con las Ecuaciones I2-2 y I2-3. La resistencia disponible es entonces determinada al aplicar a las resistencias de compresión y flexión los factores de resistencia o los factores de seguridad, según corresponda.

El tercer método es una curva bilineal simplificada como se muestra en la Figura C-I4.1. Después que se calcula la resistencia axial de la columna (punto A en la Figura C-I4.1) utilizando la Ecuación I2-4 para secciones embebidas en concreto o Ecuación I2-13 para secciones rellenas de concreto, esta resistencia es reducida por efectos de longitud utilizando las Ecuaciones I2-2 o I2-3 para obtener P_n o punto $A\lambda$.

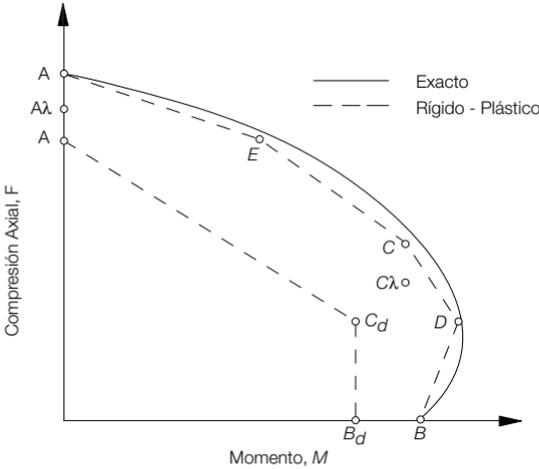


Fig. C-I4.1. Diagrama de interacción para el diseño de viga-columna compuesta.

El factor de resistencia, ϕ_c , o el factor de seguridad, Ω_c , es entonces aplicado a este valor para convertirse en el punto fijo para el diseño en el eje vertical, A_d . El punto fijo en el eje horizontal, punto B_d , esta dado por la resistencia de flexión de la sección, punto B, modificado por el apropiado factor de resistencia o factor de seguridad en flexión.

El punto C es entonces ajustado hacia abajo por la misma reducción por efecto de longitud que se aplicó al punto A, para obtener el punto $C\lambda$. Luego el punto $C\lambda$ es ajustado hacia abajo por ϕ_c o Ω_c y luego hacia la izquierda por ϕ_b o Ω_b para obtener el punto C_d . Finalmente, se usa una línea recta como aproximación entre los puntos A_d , B_d , y C_d , como se muestra en la Figura C-I4.1, lo que permite derivar las siguientes ecuaciones de interacción para vigas-columnas compuestas solicitadas por una combinación de compresión axial más flexión biaxial:

Si $P_r < P_c$

$$\frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1 \tag{C-I4-1a}$$

Si $P_r \geq P_c$

$$\frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1 \tag{C-I4-1b}$$

donde

- P_r = resistencia de compresión axial requerida, T (kN)
- P_A = resistencia de compresión axial disponible en el punto A, T (kN)
- P_C = resistencia de compresión axial disponible en el punto C, T (kN)
- M_r = resistencia de flexión requerida, T-m (N-mm)

- M_C = resistencia de flexión disponible en el punto C, T-m (N-mm)
 x = subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte
 y = subíndice que indica flexión en torno al eje débil

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

- $P_r = P_u$ = resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T (kN)
 $P_A = P_{Ad}$ = resistencia de compresión axial de diseño, determinada de acuerdo a la Sección I2, T (kN)
 $P_C = P_{Cd}$ = resistencia de compresión axial de diseño en el punto C_d en la Figura C-I4.1, T (kN)
 M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm)
 $M_C = M_{Cd} = M_{Bd}$ = resistencia de flexión de diseño, determinada de acuerdo a la Sección I3, T-m (N-mm)
 ϕ_c = 0.75
 ϕ_b = 0.90

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

- $P_r = P_a$ = resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, T (kN)
 $P_A = P_{Ad}$ = resistencia de compresión axial admisible, determinada de acuerdo a la Sección I2, T (kN)
 $P_C = P_{Cd}$ = resistencia de compresión axial admisible en el punto C_d en la Figura C-I4.1, T (kN)
 M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga ASD, T-m (N-mm)
 $M_C = M_{Cd} = M_{Bd}$ = resistencia de flexión admisible, determinada de acuerdo a la Sección I3, T-m (N-mm)
 Ω_c = 2.00
 Ω_b = 1.67

Para flexión biaxial, el valor de P_c puede ser diferente cuando es calculado para el eje fuerte y el eje débil. El menor valor de los dos debe ser utilizado en la Ecuación C-I4-2b y para los límites de las Ecuaciones C-I4-1a y C-I4-1b.

Vigas Compuestas Solicitadas por Combinación de Carga Axial y Flexión. La combinación de carga axial y flexión de vigas de piso compuestas no ha sido tratada directamente en este Capítulo. Miembros de viga de piso compuestas (vigas de acero compuestas con losas de piso en su ala superior) con carga axial pueden incluir miembros colectores (puntales de arrastre) y elementos estabilizadores para miembros de columna inclinados. Existen pocas guías de diseño detalladas para tales miembros; guías preliminares para diseño sísmico se entregan en AISC (2002).

Las combinaciones de carga fijadas por la ASCE (2002) deben ser usadas para determinar la carga aplicable a las secciones críticas, incluyendo los efectos de flexión secundarios debido a aplicación de cargas excéntricas. Debe disponerse de elementos adecuados para transmitir la carga axial hacia y desde la sección de acero. Cuando se

utilicen conectores de corte, las alas superiores pueden considerarse arriostradas para carga compresiva en las ubicaciones de conectores de corte. En algunos casos puede ser necesario disponer de conectores de corte adicionales para la transferencia de carga axial y para flexión adicional según lo determinen las combinaciones de carga. Cuando se agreguen conectores de corte para transferir la carga axial entre vigas y losas, puede ser determinado de acuerdo a la Sección I3. En el caso de combinaciones de carga que produzcan una carga de compresión del ala inferior, se deben considerar los efectos de longitud entre puntos arriostrados. No se deben considerar los puntos de inflexión como puntos arriostrados para pandeo torsional del ala no arriostrada. Para mayor discusión y metodologías de diseño, el lector debe referirse a Galambos (1998).

15. CASOS ESPECIALES

En aquellos casos de construcciones que caen fuera de los límites entregados por esta Especificación, será necesario realizar ensayos. Diferentes tipos de conectores de corte pueden requerir diferente espaciamiento y otro tipo de detallamiento que los conectores y canales de corte presentados en este Capítulo.

CAPÍTULO J

DISEÑO DE CONEXIONES

Las disposiciones del Capítulo J cubren el diseño de las conexiones no solicitadas por cargas cíclicas. No se consideran como cargas cíclicas las debidas al viento y otro tipo de cargas ambientales. Generalmente las disposiciones aplican para conexiones que no sean para perfiles tubulares. Para conexiones de perfiles tubulares ver el Capítulo K y para disposiciones de fatiga ver el Anexo 3.

J1. DISPOSICIONES GENERALES

La selección del tipo de soldadura (CJP versus soldadura de filete versus PJP) depende de la geometría básica de la conexión (conexión de tope versus conexión T o en esquina) y de la resistencia que se requiere, entre otros resultados discutidos en esta Sección. Deben considerarse los efectos de entalle y la capacidad de evaluar con ensayos no destructivos (*Non Destructive Examination*, NDE) en el caso de uniones sometidas a cargas cíclicas o cuando se espera que se deformen plásticamente.

1. Bases de Diseño

Cuando las cargas de diseño no están definidas, se deben considerar las cargas de diseño mínimas. Históricamente, se han considerado como razonables valores de 4.5 T (44 kN) para LRFD y 2.8 T (27 kN) para ASD. Para elementos tales como enlaces, colgadores, correas o costaneras, o miembros pequeños simples, se debe utilizar una carga más apropiada para su tamaño y uso. Es necesario considerar los requisitos de diseño para elementos instalados así como también las cargas de construcción cuando se especifican las cargas mínimas para las conexiones.

2. Conexiones Simples

Las conexiones simples se consideran en las Secciones B3.6a y J1.2. En la Sección B3.6a se definen las conexiones “simples” (con mayor detalle en el Comentario de la Sección B3.6) como una guía para la idealización de la estructura para efectos de análisis. Las hipótesis hechas en el análisis determinan el resultado del análisis que sirve de base para el diseño (esto significa las demandas de carga y deformación que deben ser resistidas por las conexiones). La Sección J1.2 se concentra en el dimensionamiento efectivo de los elementos de conexión para alcanzar la resistencia requerida. En resumen, la Sección B3.6a establece las hipótesis de modelación que determinan las cargas y deformaciones de diseño para ser utilizadas en la Sección J1.2.

Las Secciones B3.6a y J1.2 no se excluyen mutuamente. Si se supone para el análisis una conexión “simple”, la conexión real, terminado el diseño, debe entregar un desempeño consistente con la conexión supuesta. Para una conexión simple es importante verificar que el desempeño sea consistente con las hipótesis de diseño; en otras palabras, la conexión debe ser capaz de cumplir con la rotación requerida y no debe introducir resistencia y rigidez que altere significativamente el modo de respuesta.

3. Conexiones de Momento

Se definen dos tipos de conexiones de momento en la Sección B3.6b: completamente restringida (FR) y parcialmente restringida (PR). Las conexiones de momento FR deben tener suficiente resistencia y rigidez para transferir el momento y mantener el ángulo entre los miembros conectados. Las conexiones de momento PR son diseñadas para transferir momentos pero también permiten la rotación entre los miembros conectados en la medida de las cargas que son resistidas. La respuesta característica de la conexión PR debe estar documentada en la literatura técnica o establecida por análisis o medios experimentales. Los elementos componentes de la conexión PR deben tener suficiente capacidad de resistencia, rigidez y deformación para satisfacer las hipótesis de diseño.

4. Miembros en Compresión con Juntas de Aplastamiento

Las disposiciones para “miembros en compresión distintos a columnas preparadas para soportar” pretenden tomar en cuenta la imperfección inicial del miembro y también proveer un grado de robustez en la estructura para así resistir sollicitación lateral no intencionada o accidental que puedan no ser consideradas explícitamente en el diseño.

Una disposición análoga a la Sección J1.4(b)(i), que requiere que los materiales y los conectores del empalme tengan una resistencia disponible de al menos 50% de la resistencia requerida en compresión, existe en las Especificaciones AISC por más de 40 años. La Especificación actual aclara este requisito al estipular que la carga para dimensionar los materiales y los conectores del empalme es la carga de tracción. Esto evita incertidumbre de cómo manejar las situaciones donde la compresión sobre la conexión no impone carga alguna sobre los conectores.

El dimensionamiento de los materiales y conectores del empalme para un 50% de la resistencia requerida en el miembro es simple, pero puede ser muy conservadora. En la Sección J1.4(b)(ii), la Especificación ofrece una alternativa que trata directamente la intención de diseño de estas disposiciones. La carga lateral de 2% de la resistencia requerida en compresión del miembro simula defectos de un empalme, causado por un extremo terminado con un ligero desalineamiento u otra condición de construcción. Dimensionar la conexión para el momento y corte resultantes también entrega un grado de robustez en la estructura.

5. Empalmes en Secciones Pesadas

El metal de soldadura solidificado pero aún caliente se contrae significativamente a medida que se enfría a temperatura ambiente. La retracción en largas soldaduras de tope entre elementos que no son libres de desplazarse causa deformaciones en el material adyacente a la soldadura que puede exceder la deformación de punto de fluencia. En materiales gruesos, la retracción de la soldadura es restringida en la dirección del espesor, así como también en las direcciones del ancho y el largo, causando tensiones triaxiales que inhiben la habilidad de deformarse de una manera dúctil. Bajo estas condiciones, la posibilidad de falla frágil (fractura) aumenta.

Para evitar las deformaciones potencialmente dañinas debido a retracción de la soldadura, que ocurren cuando se empalman perfiles laminados en caliente, cuyos espesores de

ala exceden los 50 mm o miembros armados pesados, se pueden utilizar empalmes apertados, empalmes con soldadura de filete, o empalmes que combinan soldadura y pernos (ver Figura C-J1.1). Los detalles y las técnicas que funcionan bien para materiales de espesor modesto deben ser generalmente modificados o actualizados por requisitos más estrictos cuando se suelda un material grueso. Las disposiciones de la AWS D1.1 (AWS, 2004) son requisitos mínimos que aplican para la mayor cantidad de situaciones de soldado estructural; sin embargo, cuando se diseñan y fabrican empalmes soldados de perfiles laminados con espesores de ala que exceden los 50 mm y secciones armadas similares, se deben entregar consideraciones especiales a todos los aspectos del detallamiento de empalmes soldados:

- (1) En el caso de miembros en tracción, deben especificarse requisitos de tenacidad; ver el Comentario de la Sección A3.
- (2) Se necesita de agujeros de acceso a las soldaduras de grandes dimensiones para entregar un gran alivio para la concentración de deformaciones de retracción de la soldadura, para evitar una estrecha unión de soldaduras en direcciones ortogonales, y para entregar un espacio libre para el ejercicio del trabajo de alta calidad de preparación del agujero, soldado y para una inspección fácil.
- (3) Para corte con soplete se necesita de precalentado que permita minimizar la formación de capas superficiales duras (ver la Sección M2.2).
- (4) Se requiere esmerilado de los destajos y de los agujeros de acceso hasta alcanzar el metal brillante para remover la capa superficial dura, junto con la inspección utilizando métodos de partículas magnéticas o líquidos penetrantes, para verificar que las transiciones estén libres de muescas o grietas.

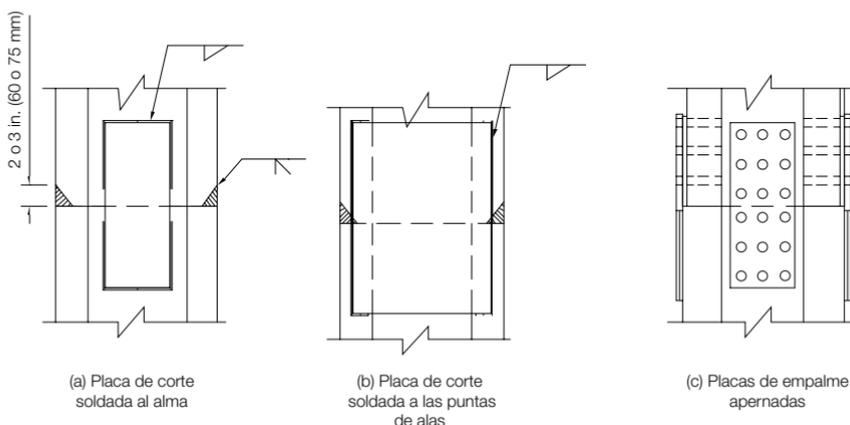


Figura C-J1.1. Empalmes alternativos que minimizan las tensiones de restricción en la soldadura.

Además de los empalmes de tracción de cordones de enrejados y las alas en tracción de los miembros en flexión, en el caso de otras uniones fabricadas desde secciones pesadas solicitadas a tracción se deben entregar consideraciones especiales durante el diseño y la fabricación.

Se pueden utilizar detalles alternativos que no generen deformaciones de retracción. En conexiones donde las cargas transferidas se acercan a la resistencia del miembro, las

juntas con soldadura de tope directo siguen siendo la alternativa más efectiva.

Ediciones previas a esta Especificación exigían remover las pletinas de respaldo y lengüetas de soldadura de todos los empalmes de secciones pesadas. Estos requisitos fueron eliminados deliberadamente de esta edición, ya que se juzgó que era una medida innecesaria y, en algunas situaciones, resultaba potencialmente más en daño que bien. La Especificación aún permite a la inspección del contrato especificar su remoción cuando se juzgue apropiado.

El requisito anterior para la remoción de pletinas de respaldo necesitaba, en algunas situaciones, que tales operaciones fueran realizadas fuera de posición; esto significa que la soldadura requerida para reponer el área removida debe ser aplicada en la posición de sobre cabeza. Esto puede necesitar de equipamiento alternativo para aumentar los accesos, diferentes equipos de soldadura, procesos y/o procedimientos, y otras restricciones prácticas. Cuando las secciones cajón hechas de placas son empalmadas, el acceso al lado interior (necesario para la remoción de las pletinas de respaldo) es prácticamente imposible.

Las lengüetas de soldadura que se dejan en su posición en empalmes, actúan como “pequeños accesorios” y atraen muy poca tensión. Aunque se reconoce que las lengüetas de soldadura deben contener regiones de metal de soldadura de calidad inferior, el efecto de concentración de tensiones es minimizado ya que sólo pequeñas tensiones son transferidas a través del accesorio.

6. Destajes en Vigas y Agujeros de Acceso a la Soldadura

Frecuentemente se necesitan hacer cortes de destajes en las vigas y en los agujeros de acceso en la fabricación de componentes estructurales. La geometría de estos detalles estructurales puede afectar el desempeño del componente. El tamaño y la forma de los destajes en las vigas y los agujeros de acceso pueden tener un efecto significativo en la facilidad para depositar metal de soldadura sano, la habilidad para conducir ensayos no destructivos, y en la magnitud de las tensiones en las discontinuidades geométricas producidas por estos detalles.

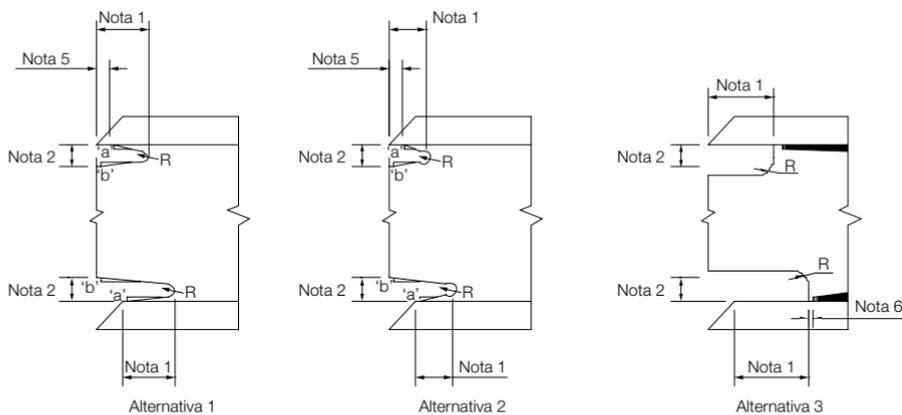
Los agujeros de acceso a las soldaduras son utilizados para facilitar las operaciones de soldado y se necesita que tengan una longitud mínima desde el pie de la preparación de soldadura (ver Figura C-J1.2) igual a 1.5 veces el espesor del material en donde se realiza el agujero. Se espera que esta longitud mínima pueda soportar una cantidad significativa de deformación por retracción de la soldadura en la intersección alma-ala.

La altura de los agujeros de acceso a la soldadura debe proveer de suficiente espacio libre para facilitar el soldado y la inspección y debe ser suficientemente grande para permitir que el soldador pueda depositar el metal de soldadura sano a través del alma y más allá de ella. Se ha comprobado que una altura del agujero de acceso igual a 1.5 veces el espesor del material pero no menor que 25 mm satisface estos requisitos de soldado e inspección. La altura del agujero de acceso no necesita exceder de 50 mm.

La geometría de la esquina entrante entre el alma y el ala determina el nivel de concentración de tensiones en tal ubicación. Una esquina entrante de 90° que tenga un radio de curvatura muy pequeño produce una concentración de tensiones muy grande que puede

producir la fractura del ala. Consecuentemente, para minimizar la concentración de tensiones en esta ubicación, el borde del alma debe ser inclinado o curvo desde la superficie del ala hasta la superficie entrante del agujero de acceso.

Las concentraciones de tensiones a lo largo del perímetro de los destajes en vigas y los agujeros de acceso a la soldadura también pueden afectar el desempeño de la junta. Consecuentemente, se necesita que todos los destajes en las vigas y agujeros de acceso estén libres de incrementos de tensiones que son producidos por muescas y rebajes de material.



Notas: Estos son detalles típicos para juntas soldadas en el borde de apoyo en contra de la pletina de soporte. Detalles alternativos se discuten en el texto del Comentario.

- 1) Ancho: Mayor que $1.5x t_w$ o 38 mm. Tolerancia de ± 6 mm.
- 2) Altura: Mayor que $1.5x t_w$ o 25 mm, pero no debe exceder de 50 mm.
- 3) Radio de curvatura (R): 8 mm. Esmerilar las superficies de los agujeros de acceso con corte térmico en perfiles pesados tal como se define en las Secciones A3.1c y A3.1d.
- 4) La pendiente “a” forma una transición desde el alma hasta el ala. La pendiente “b” puede ser horizontal.
- 5) La parte inferior del ala superior debe tener un contorno que permita el ajuste firme de las pletinas de respaldo donde estas deban ser usadas.
- 6) La soldadura para unir alma a ala de miembros armados debe detenerse a una distancia de al menos un tamaño de soldadura desde el borde del agujero de acceso.

Figura C-J1.2. Geometría de agujero de acceso a la soldadura.

Las concentraciones de tensiones en las intersecciones alma-ala de perfiles armados pueden ser reducidas terminando la soldadura lejos del agujero de acceso. Por lo tanto, para perfiles armados con soldaduras de filete o soldaduras de tope con junta de penetración parcial que unen el alma al ala, los agujeros de acceso a la soldadura pueden terminar perpendicularmente al ala, siempre que la soldadura sea terminada al menos a un espesor de alma alejado del agujero de acceso.

7. Ubicación de Soldaduras y Pernos

Las pequeñas excentricidades entre el eje de gravedad de miembros de ángulo simple o

doble y el centro de gravedad de pernos o remaches de conexión han sido ignoradas por mucho tiempo por considerarse efectos despreciables en la resistencia estática de tales miembros. Los ensayos realizados han demostrado una práctica similar en el caso de miembros soldados de estructuras cargadas estáticamente (Gibson y Wake, 1942).

Sin embargo, se ha demostrado una muy baja vida de fatiga en ángulos soldados cargados excéntricamente (Kloppel y Seeger, 1964). Muecas en las raíces de las soldaduras de filete son dañinas cuando se somete a tensiones de tracción alternadas normales al eje de la soldadura, como puede ocurrir debido a flexión cuando carga la axial cíclica es aplicada a ángulos con extremos soldados no balanceados en torno a su eje neutro. Por consiguiente, se necesita de soldaduras balanceadas cuando tales miembros son solicitados bajo carga cíclica (ver la Figura C-J1.3).

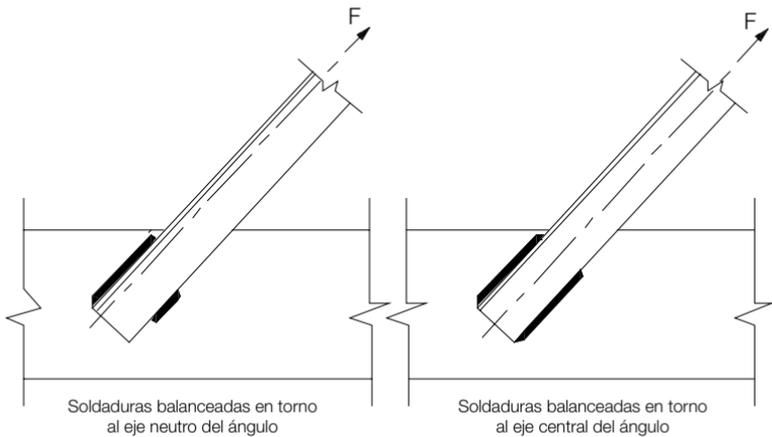


Figura. C-J1.3. Soldaduras balanceadas.

8. Pernos en Combinación con Soldaduras

Tal como en las ediciones anteriores, esta Especificación no permite que los pernos compartan la carga con soldaduras excepto para pernos en conexiones de corte. Sin embargo, las condiciones para compartir cargas han cambiado sustancialmente basadas en investigaciones recientes (Kulak y Grondin, 2001). Para conexiones resistentes a corte con soldaduras de filete longitudinales, se permite compartir carga entre las soldaduras longitudinales y pernos en agujeros estándar o de ranura corta transversales a la dirección de la carga, pero la contribución de los pernos es limitada a 50% de la resistencia disponible de la conexión tipo aplastamiento equivalente. Se permiten tanto pernos A307 como pernos de alta resistencia. El calor debido al soldado cerca de los pernos no altera las propiedades mecánicas de los pernos.

Cuando se realizan alteraciones a las estructuras existentes con conexiones remachadas y conexiones con pernos de alta resistencia pretensionados a los niveles indicados en las Tablas J3.1 o J3.1M antes del soldado, se permite el uso de soldadura para resistir cargas distintas de aquellas producidas por las cargas permanentes presentes al instante de hacer la alteración.

Las restricciones para pernos en combinación con soldaduras no aplican para conexiones típicas viga-viga y viga-columna apernadas/soldadas y otras conexiones comparables (Kulak, Fisher y Struik, 1987).

9. Pernos de Alta Resistencia en Combinación con Remaches

Cuando se utilizan pernos de alta resistencia en combinación con remaches, la ductilidad de los remaches permite la incorporación directa de las resistencias de los dos tipos de conectores.

10. Limitaciones en Conexiones Apernadas y Soldadas

Se requiere de pernos pretensionados, conexiones con pernos de deslizamiento crítico o soldaduras, en aquellos casos en que el deslizamiento de la conexión resulte perjudicial para el desempeño de la estructura o existe la posibilidad de que las tuercas se salgan. Para todas las demás conexiones se recomienda usar pernos de alta resistencia con apriete ajustado.

J2. SOLDADURAS

La selección del tipo de soldadura [de tope con junta de penetración completa (CJP) versus de filete versus de tope con junta de penetración parcial (PJP)] depende básicamente de la geometría de la conexión (de tope versus T o de esquina), además del requisito de resistencia y otros aspectos discutidos más adelante. Puede ser apropiado considerar los efectos de muescas y la habilidad de evaluar con ensayos no destructivos las juntas cargadas cíclicamente o juntas que se espera se deformen plásticamente.

1. Soldaduras de Tope

1a. Área Efectiva

Se puede calificar mediante ensayos, el uso de gargantas efectivas mayores que las mostradas en la Tabla J2.1. El refuerzo de soldadura no se utiliza para la determinación de la garganta efectiva de la soldadura de tope.

1b. Limitaciones

La Tabla J2.3 entrega el tamaño mínimo de la soldadura de tope PJP para un espesor dado de la parte más delgada unida. El acero estructural con una tensión de fluencia mínima especificada de 3 570 kgf/cm² (350 MPa) es el material usual. Es frecuente en soldado estructural el uso de procedimientos de soldadura precalificados. Los tamaños de soldadura mínimos requeridos en esta Especificación son apropiados para metal de aporte precalificado con metal base de 3 570 kgf/cm² (350 MPa). Ver también, el Comentario de la Sección J2.2b para las limitaciones de la soldadura de filete.

2. Soldaduras de Filete

2a. Área Efectiva

La garganta efectiva de una soldadura de filete está basada en la distancia entre la raíz de la unión y la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo que puede inscribirse en la sección

transversal esquematizada de la soldadura; de ahí que esta soldadura no incluye el refuerzo de soldadura, ni incluye cualquier penetración más allá de la raíz de la soldadura. Algunos procedimientos de soldado producen una penetración consistente más allá de la raíz de la soldadura. Esta penetración contribuye a la resistencia de la soldadura. Sin embargo, es necesario demostrar que el procedimiento de soldadura utilizado produce este aumento de penetración. En la práctica, esto puede ser realizado inicialmente al seccionar las pletinas de extensión de la soldadura en la junta. Una vez hecho esto, no es necesario un ensayo posterior, siempre que el procedimiento de soldado no sea cambiado.

2b. Limitaciones

La Tabla J2.4 entrega el tamaño mínimo de soldadura de filete para un espesor dado de la parte unida más delgada. Los requisitos no están basados en consideraciones de resistencia, sino que en el efecto de templado de los materiales gruesos en soldaduras pequeñas. El enfriamiento muy rápido del metal de soldadura puede dar como resultado una pérdida de ductilidad. Además, la restricción a la retracción del metal de soldadura entregado por el material grueso puede resultar en agrietamiento de la soldadura. El uso de partes más delgadas para determinar el espesor mínimo de soldadura está basado en la práctica del uso de metal de aporte considerado de “bajo hidrógeno”. Debido a que una soldadura de filete de 8 mm es la más grande que puede ser depositada en una pasada simple del proceso SMAW y aún se considera precalificada bajo la AWS D1.1, este espesor de 8 mm aplica para todo material de espesor mayor o igual a 19 mm, pero se requiere de un precalentamiento mínimo y de temperaturas de traspaso tal como se especifica en la AWS D1.1. Los planos de diseño deben reflejar los tamaños mínimos y las soldaduras de producción deben corresponder a estos tamaños mínimos.

La Tabla J2.3 entrega el espesor mínimo de garganta efectiva de una soldadura de tope PJP. Hay que notar que para las soldaduras de tope PJP la Tabla J2.3 llega hasta un espesor de plancha de 150 mm y una garganta de soldadura mínima de 16 mm, mientras que para soldaduras de filete la Tabla J2.4 llega hasta un espesor de plancha de más de 19 mm y un tamaño mínimo de la soldadura de filete de sólo 8 mm. El espesor adicional para soldaduras de tope PJP está pensada para entregar una proporcionalidad razonable entre el espesor de la soldadura y del material.

Para miembros más gruesos en juntas traslapadas, es posible para el soldador derretir la esquina superior, lo que resulta en una soldadura que parece ser de tamaño completo pero que en realidad carece de la dimensión de garganta de soldadura requerida. Ver la Figura C-J2.1(a). En miembros más delgados, la garganta de soldadura completa es más posible de lograr, aunque el borde sea derretido. Por consiguiente, cuando la plancha es de 6 mm o más gruesa, el tamaño de la soldadura de filete máximo es 2 mm menor que el espesor de la plancha, asegurando que el borde permanece atrás [ver la Figura C-J2.1 (b)].

Donde las soldaduras de filete longitudinales sean utilizadas en una conexión (ver la Figura C-J2.2), la Sección J2.2b necesita que la longitud de cada soldadura sea al menos igual al ancho del material de conexión debido a desfase de corte (Freeman, 1930).

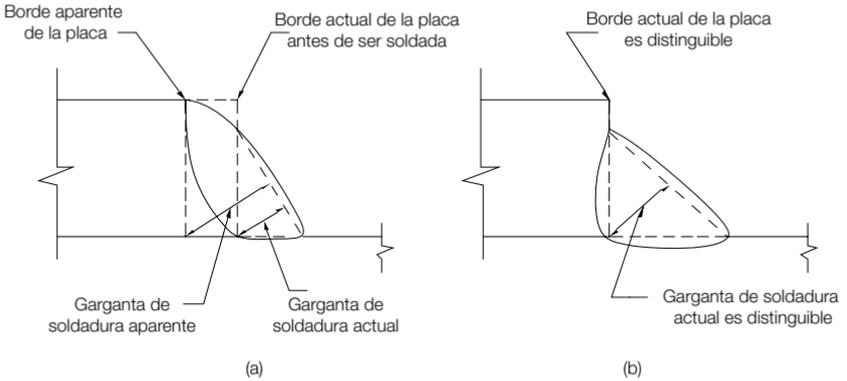


Figura. C-J2.1. Identificación del borde de plancha.

Al proveer un traslape mínimo de cinco veces el espesor de la parte más delgada en una junta de traslape, la rotación resultante de la junta cuando es tirada no será excesiva, como se muestra en la Figura C-J2.3. Juntas traslapadas con soldadura de filete bajo tracción tienden a abrirse y rasgar en la raíz de la soldadura tal como se muestra en la Figura C-J2.4 (b), a no ser que sean restringidas por una fuerza F tal como se muestra en la Figura C-J2.4(a).

Los retornos extremos no son esenciales para desarrollar la capacidad de conexiones con soldadura de filete y tienen un efecto despreciable en su resistencia. Su uso ha sido estimulado para asegurar que el tamaño de la soldadura se mantenga sobre la longitud de la soldadura, para mejorar la resistencia de fatiga de conexiones extremas flexibles cargadas cíclicamente y para aumentar la capacidad de deformación plástica de tales conexiones.

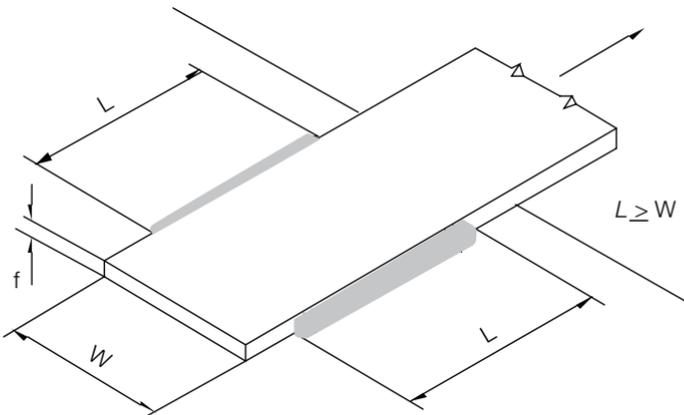


Figura. C-J2.2. Soldaduras de filete longitudinales.

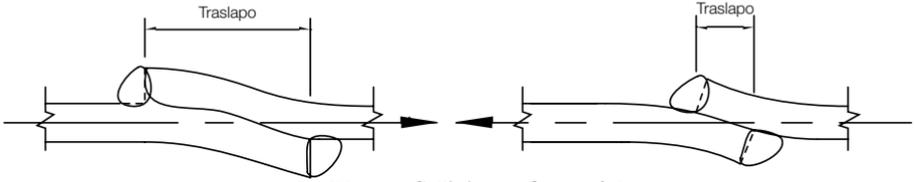


Figura. C-J2.3. Traslapo mínimo.

Los datos de capacidad de soldadura utilizados para desarrollar las especificaciones no consideraban retornos extremos. Esto incluye el estudio publicado por Higgins y Preece (1968), los ensayos de ángulo de asiento en Lyse y Schreiner (1935), los ensayos de ángulos de asiento y superiores en Lyse y Gibson (1937), los ensayos de almas de viga soldadas directamente a una columna o viga maestra por medio de soldaduras de filete en Johnston y Deits (1942) y los ensayos en conexiones soldadas cargadas excéntricamente publicadas en Butler, Pal y Kulak (1972). Por lo tanto, los valores de resistencia actuales y los modelos de capacidad de junta no requieren de retornos extremos cuando se entrega el tamaño de soldadura requerido. Johnston y Green (1940) advierten que el movimiento consistente con las hipótesis de diseño de juntas flexibles (apoyo simple) fue mejorado sin retornos extremos. Ellos también verificaron que deformaciones plásticas muy grandes de la conexión fueron alcanzadas cuando existían retornos extremos, aunque la resistencia no fue significativamente diferente.

Cuando se utilizan soldaduras de filete longitudinal paralelas a la tensión para transmitir la carga al extremo de un miembro cargado axialmente, las soldaduras son denominadas de “cargada en el extremo”. Ejemplos típicos de tales soldaduras incluyen, sin ser limitadas, a los siguiente casos: (a) juntas de traslape soldadas longitudinalmente en los extremos de miembros cargados axialmente; (b) soldaduras que conectan atiesadores de apoyo; y (c) casos similares. Ejemplos típicos de soldaduras de filete cargadas longitudinalmente que no se consideran “cargadas en el extremo” incluyen, sin ser limitadas, los siguientes casos: (a) soldaduras que conectan planchas o perfiles que forman secciones armadas en donde la carga de corte se aplica a cada incremento de longitud de soldadura dependiendo de la distribución del corte a lo largo de la longitud del miembro; y (b) soldaduras que unen ángulos conectores para almas de viga y planchas de corte, debido a que el flujo de carga de corte desde el alma de la viga hacia la soldadura es esencialmente uniforme a través de la longitud de la soldadura; esto significa que la soldadura no es “cargada en el extremo” a pesar de tratarse de soldadura cargada paralelamente al eje de la soldadura. Tampoco aplica el coeficiente de reducción, β , en soldaduras que unen atiesadores a las almas, porque los atiesadores y las soldaduras no son solicitados por tensiones axiales calculables sino que sirven meramente para mantener el alma plana.

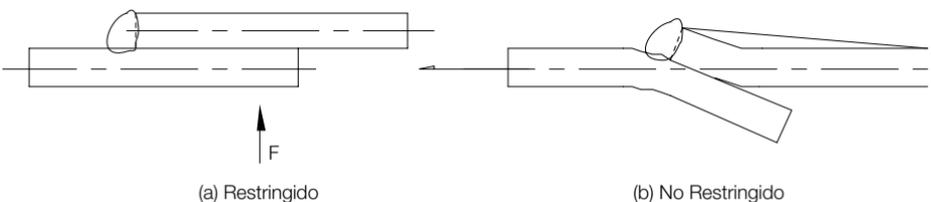


Figura. C-J2.4. Restricción de juntas traslapadas.

La distribución de tensiones a lo largo de la longitud de las soldaduras de filete “cargadas en el extremo” no es uniforme y depende de relaciones complejas entre la rigidez de la soldadura de filete longitudinal relativa a la rigidez de los materiales conectados. La experiencia ha demostrado que cuando la longitud de la soldadura es menor o igual a aproximadamente 100 veces el tamaño de soldadura, es razonable suponer que la longitud efectiva es igual o menor que la longitud actual. Para longitudes de soldadura mayores que 100 veces el tamaño de soldadura, la longitud efectiva debe tomarse menor que la longitud real. El coeficiente de reducción, β , entregado en la Sección J2.2b es el equivalente a aquel entregado en el Eurocódigo 3 (1992), el cual es una aproximación simplificada de fórmulas exponenciales desarrolladas por estudios de elementos finitos y ensayos desarrollados en Europa durante muchos años. La disposición está basada en una combinación de la resistencia nominal para soldaduras filete con tamaño de menos de 6 mm y la aplicación juiciosa de un criterio de desplazamiento un poco menor que 1mm en el extremo de la soldadura para soldaduras con tamaño mayor o igual a 6 mm. La forma matemática del factor β implica que la resistencia mínima de una soldadura “cargada en el extremo” se alcanza cuando la longitud es aproximadamente 300 veces el tamaño de la soldadura. Debido a que no tiene sentido concluir que la resistencia total de una soldadura más larga que 300 veces el tamaño de la soldadura es mayor que aquella para una soldadura más corta, el coeficiente de reducción de longitud se toma igual a 0.6 cuando la longitud de la soldadura es mayor que 300 veces su pie.

En muchos casos, las terminaciones de soldadura de filete no afectan la resistencia o el estado de servicio de las conexiones. Sin embargo, en algunos casos la disposición de las soldaduras afecta la función planeada para la conexión, y las muescas pueden afectar la resistencia estática y/o la resistencia a la iniciación de grietas si ocurren cargas cíclicas de magnitud y frecuencia suficientes. Para estos casos, se especifican terminaciones antes del extremo de la junta que permitan entregar el perfil y desempeño deseados. En los casos donde el perfil y las muescas son menos críticos, se permite que las terminaciones alcancen los extremos. En la mayoría de los casos, parar la soldadura cerca del extremo de la junta no reducirá la resistencia de la soldadura. La pequeña pérdida de área de soldadura debido a que la soldadura se detiene cerca del extremo de la junta por uno o dos tamaños de soldadura no se considera típicamente en el cálculo de resistencia de soldadura. Sólo longitudes de soldadura corta serán afectadas significativamente por esto.

Requieren de atención especial las siguientes situaciones:

- (1) Para juntas traslapadas donde una parte se extiende más allá del extremo o borde de la parte a la cual está soldada y si las partes están solicitadas por tensiones de tracción calculables en el comienzo del traslape, es importante que la soldadura se termine a una distancia corta desde el borde tensionado. Para un ejemplo típico, la junta de traslape entre la sección T del cordón y los miembros del alma de un enrejado, la soldadura no debe extenderse hacia el borde del alma de la sección T (ver la Figura C-J2.5). La mejor técnica para evitar muescas inadvertidas en esta ubicación crítica es formar el arco de soldado en un punto ligeramente atrás del borde y proceder con el soldado alejándose del borde (ver la Figura C-J2.6). Cuando los ángulos de conexión se extiendan más allá del extremo del alma de la viga a la cual son soldados, el extremo libre del alma de la viga es sujeto a tensión cero; por lo tanto, se permite que la soldadura de filete se extienda de forma continua a través del extremo superior, a lo largo del borde

y a lo largo del extremo inferior del ángulo hacia el extremo de la viga (ver la Figura C-J2.7).

- (2) Para conexiones tales como secciones ángulo y T, que se supone que se comportan como conexiones flexibles en el diseño de la estructura, los bordes superior e inferior de las alas sobresalientes deben dejarse sin soldadura sobre una porción substancial de su longitud para asegurar la flexibilidad de la conexión. Los ensayos han demostrado que la resistencia estática de la conexión es la misma con o sin retornos extremos; por lo tanto, el uso de retornos es opcional, pero si se utilizan, su longitud debe ser restringida a no mayor que cuatro veces el tamaño de soldadura (Johnston y Green, 1940) (ver la Figura C-J2.8).

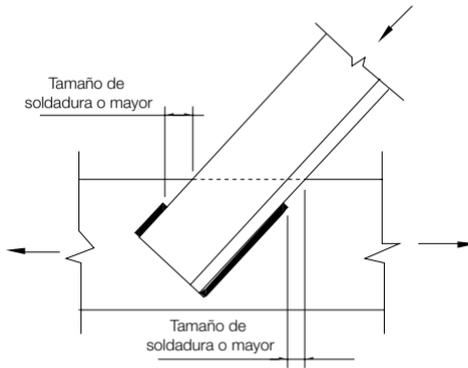


Figura. C-J2.5. Soldaduras de filete cerca de bordes en tracción.

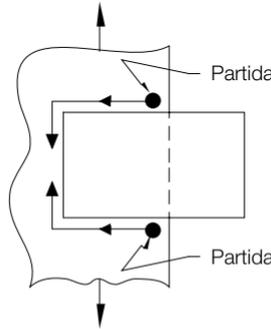


Figura. C-J2.6. Dirección de soldado sugerido para evitar muescas.

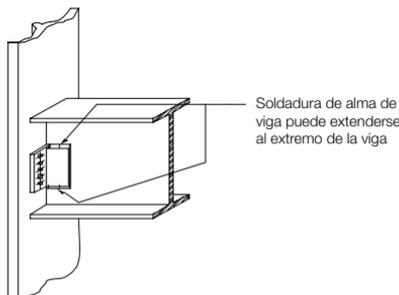


Figura. C-J2.7. Detalles de soldadura de filete en conexión con doble ángulo.

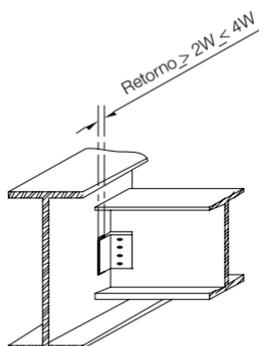


Figura. C-J2.8. Retorno óptimo de conexión flexible, en ausencia de carga de fatiga.

- (3) La experiencia ha demostrado que cuando los extremos de los atiesadores transversales intermedios instalados en las almas de vigas armadas no son soldados a las alas (la práctica usual), ocurren pequeñas distorsiones torsionales en el ala cerca de los puntos de apoyo de las vigas despachadas en el curso normal de transporte por ferrocarril o camión y pueden causar importantes tensiones de flexión fuera del plano (incluso alcanzar el punto de fluencia) y agrietamiento por fatiga en el pie de las soldaduras alma-ala. Esto ha sido observado incluso con atiesadores perfectamente ajustados. La intensidad de estas tensiones fuera del plano puede ser limitada efectivamente y se puede prevenir la fisuración y el agrietamiento cuando se provee de un “espacio de respiro” al terminar la soldadura del atiesador alejado de las soldaduras de alma-ala. La distancia no soldada no debe exceder seis veces el espesor del alma de manera tal que no ocurra el pandeo como columna del alma dentro de la longitud no soldada.
- (4) Para soldaduras de filete que ocurren en lados opuestos a un plano común, es difícil poder depositar una soldadura continua alrededor de la esquina desde un lado hacia el otro sin dañar la esquina de las partes conectadas; por lo tanto, las soldaduras deben ser interrumpidas en la esquina (ver la Figura C-J2.9).

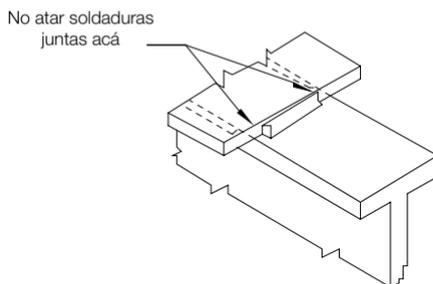


Figura. C-J2.9. Detalles para soldaduras de filete que ocurren a lados opuestos de un plano en común.

3. Soldaduras de Tapón y de Ranura

Una soldadura de tapón es una soldadura hecha en un agujero circular en un miembro

de una junta fusionando aquel miembro a otro miembro. Ambas soldaduras de tapón y de ranura son sólo aplicadas para juntas de empalme. Se debe tener cuidado cuando se aplican soldaduras de tapón y de ranura a estructuras solicitadas por carga cíclica ya que el desempeño de fatiga de estas soldaduras es limitado. Una soldadura de ranura es una soldadura hecha en un agujero elongado en un miembro de una junta fusionando aquel miembro a otro miembro. La soldadura de filete aplicada en un agujero o ranura utilizada típicamente para conectar tableros de acero a las vigas de soporte no es una soldadura de tapón o ranura.

3a. Área Efectiva

Cuando se detallan soldaduras de tapón y de ranura de acuerdo con la Sección J2.3b, la resistencia de la soldadura es controlada por el tamaño del área fusionada entre la soldadura y el metal base. Para determinar el área efectiva se utiliza el área total del agujero o ranura.

3b. Limitaciones

Se limita el uso de soldaduras de tapón y de ranura a situaciones donde son solicitados solamente en corte, o donde son utilizados para prevenir que elementos de una sección sufran de pandeo, tal como una plancha de refuerzo del alma en secciones laminadas altas. Se permiten las soldaduras de tapón y de canal ranura solamente donde las cargas aplicadas resultantes sean sólo de corte entre los materiales unidos –estos no son utilizados para resistir cargas de tracción directas.

4. Resistencia

La resistencia de las soldaduras está gobernada por la resistencia tanto del material base o del metal de soldadura depositado. La Tabla J2.5 presenta las resistencias de soldadura nominal y los factores ϕ y Ω , así como también las limitaciones de los niveles de resistencia del metal de aporte.

La resistencia de una junta que contiene una soldadura de tope con junta de penetración completa (CJP), cargada tanto en tracción o compresión, depende de la resistencia del metal base, y no se necesita calcular la resistencia de la soldadura de tope CJP. Para aplicaciones en tracción, se necesita de la compatibilidad con el metal de aporte, tal como se indica en la Tabla 3.1 de la AWS D1.1. Para aplicaciones en compresión, se permite una disminución de hasta 715 kgf/cm² (70 MPa) en la resistencia del metal de aporte, lo que es equivalente a un nivel de resistencia.

Las soldaduras de tope CJP solicitadas en tracción o compresión paralela al eje de la soldadura, tales como esquinas soldadas de tope de columnas cajón, no transfieren cargas principales a través de la junta. En casos tales como este, no se necesita calcular la resistencia de la soldadura de tope CJP.

Las juntas en tracción con soldadura de tope CJP son realizadas para proveer una resistencia equivalente a la del metal base, por lo tanto, se necesita de la compatibilidad o ajuste de la resistencia del metal de aporte con la resistencia del miembro. Se ha demostrado que las soldaduras de tope CJP no exhiben fallas en compresión aun cuando ellas sean compatibles. La cantidad de subajuste no ha sido establecida antes de que ocurran

deformaciones inaceptables, pero se considera conservador y, por lo tanto, se permite un nivel de resistencia estándar. Las juntas en las cuales la resistencia de la soldadura es calculada en base a la resistencia por clasificación del metal de aporte pueden ser diseñadas utilizando cualquier resistencia del metal de aporte menor o igual a la del metal compatible. La selección del metal de aporte aún está sujeta a la conformidad respecto de la AWS D1.1.

La resistencia en compresión nominal de juntas con soldadura de tope de penetración parcial (PJP) es mayor que otras juntas debido a que no se observan estados límite de compresión en el metal de soldadura hasta que se sobrepasa significativamente la resistencia de fluencia.

Las conexiones que contienen soldaduras de tope PJP diseñadas para soportar cargas de acuerdo con la Sección J1.4(b), y donde la conexión es solicitada en compresión, no limitan su capacidad por la soldadura debido a que el metal base que la rodea puede transferir las cargas de compresión. Cuando no se diseña de acuerdo con la Sección J1.4(b), se debe diseñar una conexión similar que considere la posibilidad que tanto la soldadura como el metal base pueden ser el componente crítico de la conexión.

El factor de 0.6 en F_{EXX} para la resistencia en tracción de soldaduras de tope PJP es una reducción arbitraria que se ha efectuado desde comienzos de 1960 para compensar el efecto de muescas en el área no fusionada de la junta, la incertidumbre en la calidad de la raíz de la soldadura debido a que el desarrollo de una evaluación no destructiva es imposible, y también el déficit en los requisitos de tenacidad específicos para el metal de aporte. Esto no significa que el modo de falla en tracción sea por tensiones de corte en la garganta efectiva, como sucede en soldaduras de filete.

Los empalmes de columna han sido conectados históricamente con relativamente poca soldadura de tope PJP. Frecuentemente, se dispone de ayudas de montaje para resistir las cargas de construcción. Se pretende que las columnas estén en contacto en los empalmes y en las planchas base. La Sección M4.4 reconoce que, en el resultado como ajustado, el contacto a través de la junta puede no ser consistente y, por lo tanto, esta sección provee reglas para asegurar un poco de contacto que limite la deformación potencial del metal de soldadura y del material que lo rodea. Estas soldaduras están consideradas para mantener las columnas en su lugar, no para transferir las cargas de compresión. Además, los efectos de muy pequeñas deformaciones en los empalmes de columnas son tomados en cuenta por las prácticas normales de construcción. De la misma forma, los requisitos para placas base y la práctica normal de construcción aseguran un poco de apoyo en las bases. Por lo tanto, no necesita ser considerada la tensión de compresión en el metal de soldadura ya que el metal de soldadura se deformará y consecuentemente se detendrá cuando las columnas soporten la carga. Otras juntas con soldadura de tope PJP conectan miembros que pueden ser solicitados por cargas imprevistas y pueden ser ajustadas mediante una separación. Cuando estas conexiones son realizadas para servir de soporte, el ajuste puede no ser el adecuado tal como se especifica en la Sección M4.4 pero algo de soporte es anticipado de manera que la soldadura sea diseñada para resistir las cargas definidas en la Sección J1.4(b) utilizando los factores, resistencias y áreas efectivas de la Tabla J2.5. Cuando las juntas conectan miembros que no sirven de soporte, las soldaduras son diseñadas para la carga total requerida utilizando las resistencias disponibles, y las áreas de la Tabla J2.5.

En la Tabla J2.5 la resistencia nominal de soldaduras de filete es determinada utilizando el área de garganta efectiva, mientras que la resistencia de las partes conectadas es gobernada por sus respectivos espesores. La Figura C-J2.10 ilustra los planos de corte para las soldaduras de filete y el material base:

- (1) Plano 1-1, en donde la resistencia es gobernada por la resistencia de corte del material A.
- (2) Plano 2-2, en donde la resistencia es gobernada por la resistencia de corte del metal de soldadura.
- (3) Plano 3-3, en donde la resistencia es gobernada por la resistencia de corte del material B.

La resistencia de la junta soldada es la menor de las resistencias calculadas en cada plano de transferencia de corte. Hay que advertir que los planos 1-1 y 3-3 se ubican lejos de las áreas fusionadas entre la soldadura y el material base. Los ensayos han demostrado que la tensión en el área fusionada no es crítica cuando se determina la resistencia de corte de las soldaduras de filete (Preece, 1968).

Los planos de corte para soldaduras de tapón y de tope PJP se muestran en la Figura C-J2.11, para la soldadura y el metal base. Generalmente, el metal base gobernará la resistencia en corte.

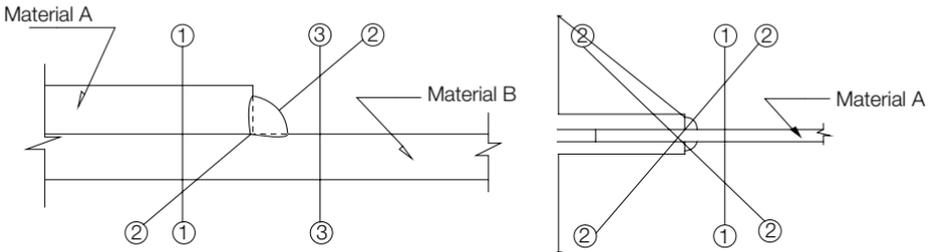
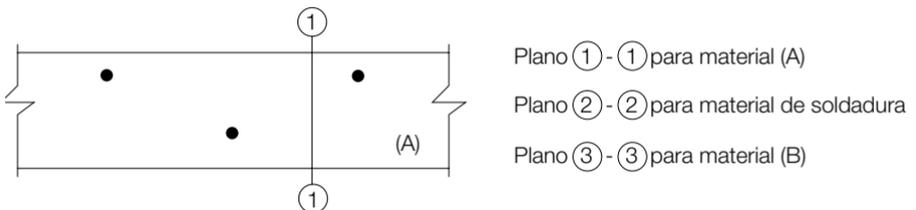


Figura. C-J2.10. Planos de corte para soldaduras de filete solicitadas por corte longitudinal.

Cuando un grupo de soldaduras es solicitado en corte por una carga externa que no actúa a través del centro de gravedad del grupo, la carga es excéntrica y tenderá a causar una rotación y traslación relativa entre las partes conectadas por la soldadura. El punto, respecto del cual sólo hay rotación es llamado el centro instantáneo de rotación. Su ubicación depende de la excentricidad de la carga, la geometría del grupo de soldadura y de la deformación de la soldadura en diferentes ángulos de la fuerza elemental resultante relativa al eje de la soldadura.



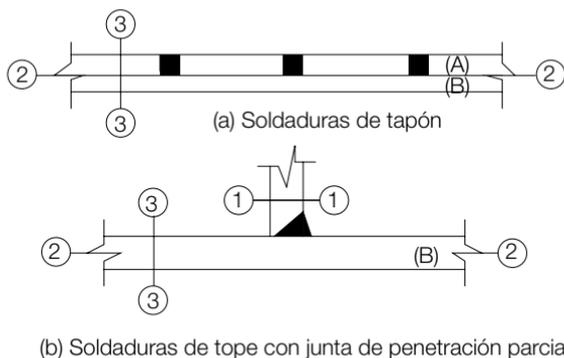


Figura. C-J2.11. Planos de corte para soldaduras de tapón y de tope con junta de penetración parcial (PJP).

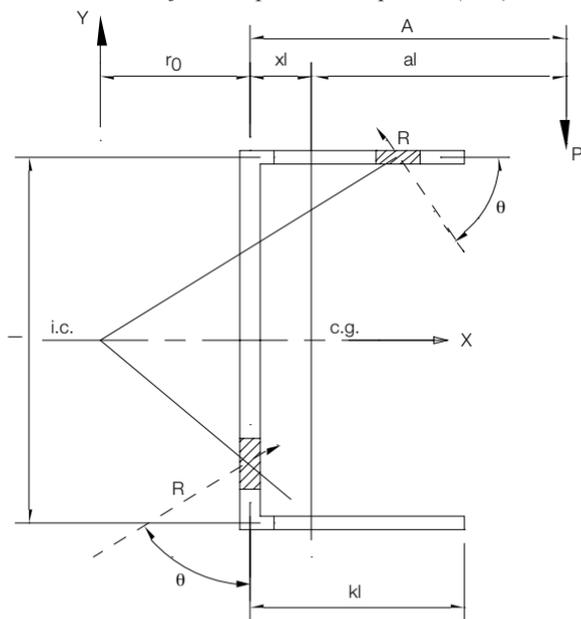


Figura. C-J2.12. Nomenclatura del elemento de soldadura.

Se puede suponer que la resistencia individual de cada elemento unitario de soldadura actúa en una línea perpendicular al rayo que pasa a través del centro instantáneo de rotación y de la ubicación del elemento (ver la Figura C-J2.12).

La resistencia última de corte de los grupos de soldadura puede ser obtenida a partir de las relaciones de carga-deformación de un elemento unitario de soldadura. Esta relación fue publicada originalmente en Butler y otros (1972) para electrodos E60. Las curvas para electrodos E70 fueron reportados por Lesik y Kennedy (1990).

A diferencia de la relación carga-deformación para pernos, el desempeño de resistencia y deformación en las soldaduras es dependiente del ángulo que produce la fuerza elemental resultante con el eje del elemento de soldadura tal como se muestra en la Figura C-J2.12.

La relación carga-deformación real para soldaduras se da en la Figura C-J2.13, obtenida de Lesik y Kennedy (1990). La siguiente es la fórmula de resistencia de soldadura R_n :

$$R_n = 0.60 (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta) F_{EXX} A_w \quad (\text{C-J2-1})$$

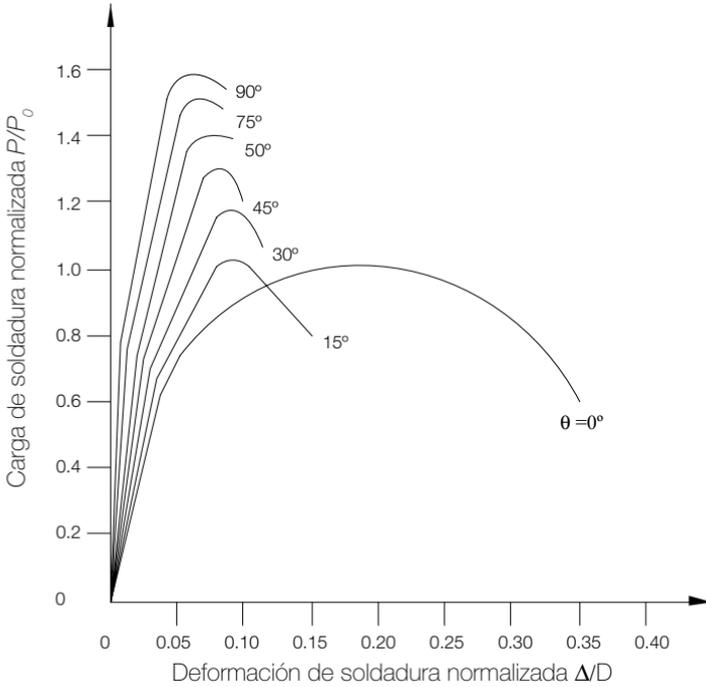


Figura. C-J2.13. Relación carga/deformación.

Debido a que la resistencia máxima está limitada por $0.60 F_{EXX}$ para soldaduras longitudinales ($\theta = 0^\circ$), esta Especificación suministra, en el coeficiente de la ecuación reducida, un margen razonable para cualquier variación en las técnicas y procedimientos de soldado. Para eliminar posibles dificultades de cálculo, la deformación máxima en los elementos de soldadura es limitada a $0.17w$. Para comodidad del diseño, una fórmula elíptica simple se utiliza para $f(p)$ de manera tal de aproximar el polinomio derivado empíricamente en Lesik y Kennedy (1990).

Se debe satisfacer que la resistencia total de todos los elementos de soldadura combinados resistan la carga excéntrica y, cuando se ha seleccionado correctamente la ubicación del centro instantáneo de rotación, se satisfagan las ecuaciones de la estática ($\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$, $\sum M = 0$) en los tres planos. Se han desarrollado técnicas numéricas, tales como las de Brandt (1982), que ubican el centro instantáneo de rotación sujeto a tolerancias de convergencia.

5. Combinación de Soldaduras

Cuando se determina la capacidad de una combinación de soldadura de tope PJP y de filete contenidos dentro de una misma junta, la dimensión de garganta total no es la

adición simple de la garganta de soldadura de filete y de tope. En tales casos, se debe determinar la garganta resultante de la soldadura combinada (la menor dimensión desde la raíz hasta la cara de la soldadura final) y el diseño debe estar basado en tal dimensión.

6. Requisitos del Metal de Aporte

Las tensiones aplicadas y residuales, y las discontinuidades geométricas debidas a las pletinas de respaldo con efectos de muescas asociados, contribuyen a la formación de fracturas. Además, algunos metales de soldadura en combinación con ciertos procedimientos dan como resultado soldaduras con muy poca tenacidad. Por lo tanto, esta Especificación necesita de una tenacidad mínima especificada para los metales de soldadura en aquellas juntas que son solicitadas por tensiones aplicadas significativas y por demandas de tenacidad. El nivel de tenacidad requerido es seleccionado como un nivel más conservador que el requisito del metal base para perfiles laminados con un espesor de ala que exceda de 50 mm.

7. Metal de Soldadura Mezclado

Pueden ocurrir problemas cuando metales de soldadura incompatibles son utilizados en forma combinada, y se requerirá proveer tenacidad al metal de soldadura compuesta. Por ejemplo, soldaduras de punto depositadas utilizando un proceso de auto-protección con reductores de aluminio en los electrodos, posteriormente cubiertas por pasadas de soldadura SAW pueden resultar en un metal de soldadura compuesto con baja tenacidad, a pesar del hecho de que cada proceso puede entregar independientemente un metal de soldadura tenaz.

Se limita la preocupación potencial sobre el mezclado de tipos de metal de soldadura a las situaciones donde uno de los dos metales es depositado por un proceso de soldadura al arco con núcleo de flujo auto-protégido (FCAW). Los cambios en las propiedades de tracción y elongación han demostrado ser de consecuencias insignificantes. Se dispone comercialmente de muchas combinaciones de soldadura FCAW y de otros procesos compatibles.

J3. PERNOS Y PARTES ROSCADAS

1. Pernos de Alta Resistencia

En general, se requiere el uso de pernos de alta resistencia en conformidad con las disposiciones de la *Specification for Structural Joints Using A325 or A490 Bolts* (RCSC, 2004) tal cual fue aprobado por el Consejo de Investigación en Conexiones Estructurales. Para una revisión de las propiedades y uso de los pernos de alta resistencia, véase Kulak (2000).

Ocasionalmente surge la necesidad de utilizar pernos de alta resistencia de diámetros y longitudes en exceso a aquellas disponibles por pernos ASTM A325 o A325M y ASTM A490 o A490M. Para juntas que requieran de diámetros en exceso de 38 mm o longitudes en exceso de cerca de 200 mm, la Sección J3.1 permite el uso de pernos ASTM A449 y barras con hilo ASTM A354 Grado BC y BD. Hay que considerar que las barras de anclaje deben ser de un material especificado preferentemente como ASTM F1554.

Se permite la instalación de apriete ajustado para aplicaciones estáticas que involucren solamente pernos ASTM A325 o A325M en tracción o corte y tracción combinados. Se han efectuado dos estudios para investigar las posibles reducciones en la resistencia debido a diferentes niveles de pretensión en pernos dentro de la misma conexión. La primera investigación se concentra en nueve configuraciones “mediante secciones T” espalda-espalda conectadas por dos pernos A325 de diámetro $\frac{3}{4}$ ” (Johnson, 1996). La pretensión de los pernos fue variada desde el pretensionado para apriete ajustado hasta ajuste a dedo. No se notó ninguna pérdida de resistencia significativa en comparación al caso con ambos conectores pretensionados – incluso con un conector pretensionado y el otro con ajuste a dedo. El segundo estudio ensayó 32 configuraciones mediante secciones T de dos pernos adicionales pero considerando ambos conectores A325 y A490 y dos configuraciones mediante secciones T de cuatro pernos (Amrine y Swanson, 2004). El estudio encontró que no hay una pérdida de resistencia significativa como resultado de la presencia de diferentes pretensiones en los pernos dentro de la misma conexión, incluso con conectores ASTM A490.

Existen casos prácticos en el diseño de estructuras donde el deslizamiento de las conexiones es deseable para permitir la expansión y la tracción de la junta de una manera controlada. A pesar de que se requiere de cualquier transferencia de carga en la dirección normal a la dirección de deslizamiento, las tuercas deben ser apretadas a mano con una llave de palanca y luego ajustarlas mediante un cuarto de vuelta adicional. Más aún, se aconseja deformar los hilos del perno o utilizar una tuerca de fijación o tuerca de seguridad para asegurar que la tuerca no se desprenda bajo condiciones de servicio. La deformación del hilo se realiza comúnmente con cincel y martillo aplicados en una ubicación. Hay que resaltar que no se recomienda que la tuerca tenga soldadura de punto sobre el hilo del perno.

2. **Tamaño y Uso de los Agujeros**

Para dar cierta libertad de ajuste cuando se aploma un marco durante su montaje, se permiten tres tipos de agujeros alargados, sujetos a la aprobación de la inspección técnica. Los tamaños máximos nominales de estos agujeros se entregan en la Tabla J3.3 o J3.3M. Se restringe el uso de estos agujeros alargados sólo a conexiones realizadas con pernos y esta sujeto a las disposiciones de las Secciones J3.3 y J3.4.

3. **Espaciamiento Mínimo**

Las dimensiones de espaciamiento mínimo de $2\frac{2}{3}$ veces y 3 veces el diámetro nominal son para facilitar la construcción y no satisfacen necesariamente los requisitos de resistencia de aplastamiento y desgarre de la Sección J3.10.

4. **Distancia Mínima al Borde**

Las distancias mínimas al borde entregadas en la Tabla J3.4 y Tabla J3.4M son para facilitar la construcción y no satisfacen necesariamente los requisitos de resistencia de aplastamiento y desgarre de la Sección J3.10. Se permiten valores menores cuando se satisfacen los requisitos de la Sección J3.10.

5. **Distancia a los Bordos y Espaciamiento Máximo**

Limitar la distancia al borde en no más de 12 veces el espesor de la parte conectada, pero no

más que 150 mm, tiene el propósito de eliminar la humedad en la eventualidad que la pintura falle, y con esto prevenir la corrosión entre las partes que puedan acumularla y forzar a estas partes a separarse. Se requieren limitaciones más restrictivas para las partes conectadas sin pintar con acero expuesto a corrosión atmosférica.

6. Resistencia de Tracción y Corte de Pernos y Partes Roscadas

La sollicitación en tracción de conectores es acompañada usualmente de un poco de flexión debido a la deformación de las partes conectadas. Por lo tanto, el factor de resistencia, ϕ , y el factor de seguridad, Ω , son relativamente conservadores. Los valores de tensión de tracción nominal en la Tabla J3.2 fueron obtenidos de la ecuación:

$$F_{nt} = 0.75F_u \quad (\text{C-J3-2})$$

El factor 0.75 incluido en esta ecuación considera la razón aproximada entre el área efectiva de la porción roscada y el área del vástago para tamaños comunes de pernos. De esta forma, A_b se define como el área del cuerpo no roscado del perno y el valor entregado para F_{nt} en la Tabla J3.2 se calcula como $0.75F_u$.

La resistencia de tracción entregada por la Ecuación C-J3-2 es independiente de si el perno fue instalado inicialmente con pretensionado o con apriete ajustado. Ensayos recientes confirman que el desempeño de los pernos ASTM A325 y A325M en tracción no solicitados por fatiga no se ve afectado por la condición de instalación original (Amrine y Swanson, 2004; Johnson, 1996; Murria, Kline y Rojani, 1992). Si bien la ecuación fue desarrollada para conexiones apernadas, también es aplicada conservadoramente para partes roscadas (Kulak y otros, 1987).

Para pernos ASTM A325 y A325M, no se hace ninguna distinción entre diámetros pequeños y grandes, aunque la resistencia última mínima especificada, F_u , es menor para pernos con diámetros de más de 24 mm. Se tiene la sensación de que tal refinamiento no se justifica, particularmente por la naturaleza conservadora del factor de resistencia, ϕ , y el factor de seguridad, Ω , la razón aumentada entre área en tracción y área bruta, y otros factores compensatorios.

Los valores de tensión de corte nominal de la Tabla J3.2 fueron obtenidos por medio de las siguientes ecuaciones:

$$F_{nv} = 0.50F_u, \text{ cuando la rosca está excluida de los planos de corte} \quad (\text{C-J3-3})$$

$$F_{nv} = 0.40F_u, \text{ cuando la rosca está incluida en los planos de corte} \quad (\text{C-J3-4})$$

Los factores 0.50 y 0.40 toman en cuenta el efecto de corte y el área reducida de la porción roscada del conector cuando el hilo está incluido en el plano de corte. Cuando se determina la resistencia de corte del conector, el área, A_b , es multiplicada por el número de planos de corte. Si bien estas ecuaciones se desarrollaron para conexiones apernadas, también fueron aplicadas conservadoramente para partes roscadas. El valor entregado para los pernos ASTM A307 fue obtenido de la Ecuación C-J3-4 pero se especifica para todos los casos sin considerar la ubicación del hilo.

En conexiones consistentes de sólo una pequeña cantidad de conectores, el efecto de la de-

formación diferencial en el corte de los conectores de aplastamiento es despreciable (Kulak y otros, 1987; Fisher, Galambos, Kulak y Ravindra, 1978). En juntas más largas, la deformación diferencial produce una distribución dispareja de la carga entre conectores, aquellos cerca del extremo tomando una parte desproporcionada de la carga total, de manera tal que se reduce la resistencia máxima por conector. Esta Especificación no limita la longitud pero necesita de una reducción de 20% en la resistencia de corte para conexiones más largas que 1200 mm. La discusión anterior se refiere a conexiones cargadas en el extremo, pero por razones de simplicidad se aplica a todas las conexiones.

Información adicional sobre el desarrollo de las disposiciones de esta Sección se puede encontrar en el Comentario de la Especificación RCSC (RCSC, 2004).

7. Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Tipo Aplastamiento

Los ensayos han demostrado que la resistencia al aplastamiento de conectores solicitados por una combinación de corte y de tracción debido a cargas externas aplicadas puede ser definida apropiadamente por una elipse (Kulak y otros, 1987). La relación se expresa a continuación:

$$\left(\frac{f_t}{\phi F_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right)^2 = 1 \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C-J3-5a})$$

$$\left(\frac{\Omega f_t}{F_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}}\right)^2 = 1 \quad (\text{ASD}) \quad (\text{C-J3-5b})$$

En estas ecuaciones, f_v y f_t son las tensiones de corte y de tracción requeridas, respectivamente, y F_{nv} y F_{nt} son las tensiones de corte y de tracción nominales, respectivamente. La relación elíptica puede ser reemplazada, con alguna desviación menor, por tres líneas rectas tal como se muestra en la Figura C-J3.1. La porción inclinada de la representación trilineal tiene la siguiente expresión

$$\left(\frac{f_t}{\phi F_{nt}}\right) + \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right) = 1,3 \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C-J3-6a})$$

$$\left(\frac{\Omega f_t}{F_{nt}}\right) + \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}}\right) = 1.3 \quad (\text{ASD}) \quad (\text{C-J3-6b})$$

que da como resultado las fórmulas Ecuaciones J3-3a y J3-3b.

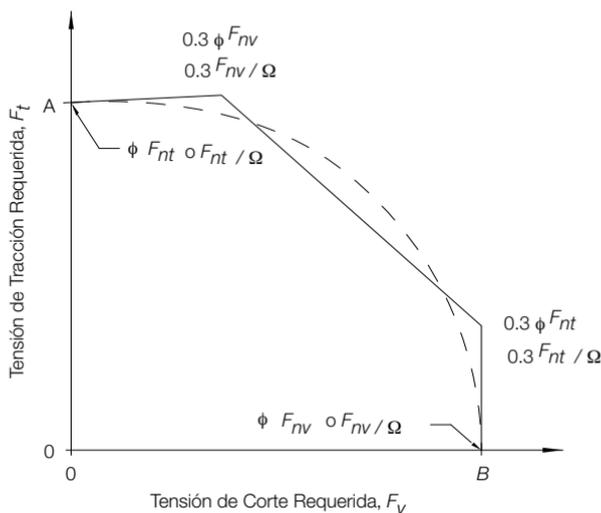


Figura. C-J3.1. Aproximación trilineal para la solución elíptica.

Esta última representación tiene la ventaja de que no es necesario una modificación en alguna de las tensiones, en presencia de magnitudes más grandes de un tipo respecto al otro tipo. Hay que resaltar que las Ecuaciones J3-3a y J3-3b pueden ser rescritas de manera tal de encontrar la resistencia de corte nominal por unidad de área, F_{nv} , como una función de la tensión de tracción requerida, f_t . La expresión es la siguiente:

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} \right) f_v \leq F_n \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C-J3-7a})$$

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \left(\frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} \right) f_v \leq F_{nt} \quad (\text{ASD}) \quad (\text{C-J3-7b})$$

La relación lineal fue adoptada para ser utilizada en la Sección J3.7; generalmente es aceptable utilizar la relación elíptica (ver la Figura C-J3.1). Una formulación similar utilizando la solución elíptica es la siguiente:

$$F'_{nt} = F_{nt} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right)^2} \leq F_{nt} \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C-J3-8a})$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \sqrt{1 - \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}} \right)^2} \leq F_{nt} \quad (\text{ASD}) \quad (\text{C-J3-b})$$

9. Pernos de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico

Las conexiones deben ser clasificadas de deslizamiento crítico solamente cuando el ingeniero responsable por el proyecto estructural considera que el deslizamiento afecta el estado de servicio de la estructura por distorsión excesiva o causa una reducción en la resistencia o estabilidad aunque la resistencia disponible de la conexión sea la adecuada.

da. Por ejemplo, las conexiones solicitadas por fatiga y las conexiones con agujeros de sobre-tamaño o ranuras paralelas a la dirección de la carga deben ser diseñadas de deslizamiento crítico. La gran mayoría de las conexiones con agujeros estándar puede ser diseñada como conexiones tipo aplastamiento sin considerar el estado de servicio. Para las conexiones con tres o más pernos en agujeros estándar o ranuras perpendiculares a la dirección de la carga, la libertad para deslizar generalmente no existe debido a que uno o más pernos están siendo aplastados antes de que la carga sea aplicada.

La resistencia al deslizamiento de las conexiones apernadas ha sido vista tradicionalmente como un estado límite de servicio y estas conexiones han sido diseñadas para resistir el deslizamiento debido a los efectos por combinaciones de cargas de servicio y revisada como conexiones tipo aplastamiento debido a los efectos de carga por combinaciones de carga última. Sin embargo, existen condiciones donde las deformaciones debido al deslizamiento en las conexiones con agujeros sobre-tamaño y ranuras cortas paralelas a la carga pueden resultar en un aumento de la carga mayor que el estado límite último. A continuación se presentan ejemplos donde pueden no ser aplicables las hipótesis usuales de estado último al deslizamiento controlado por el estado de servicio:

- Altas razones de aspecto en marcos arriostrados, en los cuales, el deslizamiento permitido por las ranuras o los agujeros sobre-tamaño es relativamente grande, y que pueden resultar potencialmente en grandes efectos $P - \Delta$.
- Enrejados de techo plano y de luces grandes con agujeros sobre-tamaño, donde el deslizamiento puede resultar en cargas excesivamente grandes debido a acumulación de agua.
- Miembros armados en compresión donde el deslizamiento entre los extremos de un elemento individual puede aumentar la longitud efectiva del miembro y, por lo tanto, reducir su resistencia al pandeo.
- Cualquier condición donde las hipótesis normales de análisis de una estructura en la geometría inicial (pequeñas deformaciones) puede ser violada por el deslizamiento de la conexión debido a un aumento de la carga.

El Comentario de la *Especificación LRFD 1999* (AISC, 2000b) alertó a los ingenieros sobre tales condiciones cuando se utilizan agujeros con ranura larga paralelos a la dirección de la carga:

Cuando la conexión es diseñada de manera tal que no deslice bajo los efectos de las cargas de servicio, entonces se debe incluir el efecto de las cargas mayoradas en la estructura deformada (deformación por el máximo deslizamiento en ranuras largas en todas partes) en el análisis estructural. Alternativamente, la conexión puede ser diseñada de manera tal que no deslice bajo cargas mayores que el nivel de carga mayorada.

Sin embargo, ni la *Especificación LRFD 1999* (AISC, 2000b) ni su Comentario entregan al ingeniero alguna ayuda de diseño para prevenir el deslizamiento bajo niveles de carga mayorada. Debido a que el *Manual de Construcción en Acero AISC-LRFD 3ª Edición* (AISC, 2001) también entrega dos ayudas de diseño por separado, Tablas 7-15 y 7-16, una que indicaba las combinaciones de carga de servicio y la otra que indicaba el uso de las combinaciones de carga última, por algún tiempo se pensó que el uso de la Tabla 7-15 protegía contra el deslizamiento debido a los efectos de las combinaciones de carga

de servicio y que el uso de la Tabla 7-16 entregaba protección contra el deslizamiento debido a los efectos de las combinaciones de carga última. Estas son interpretaciones incorrectas ya que ambas tablas tienen el mismo propósito, que es prevenir el deslizamiento debido a los efectos de las combinaciones de carga de servicio.

El Comentario de la *Especificación LRFD 1999* (AISC, 2000b) menciona que “El deslizamiento de conexiones de deslizamiento crítico es probable que ocurra bajo una carga aproximadamente igual a 1.4 hasta 1.5 veces la carga de servicio”. Esto está basado en el uso del factor de resistencia $\phi = 1.00$, agujeros estándar, e instalación por medio de llaves calibradas. El uso del factor $\phi = 0.85$ para agujeros sobre-tamaño y de ranura corta, y el factor $\phi = 0.70$ para agujeros de ranura larga perpendicular y $\phi = 0.60$ para agujeros de ranura larga paralela a la carga, aumentan esta resistencia a aproximadamente 1.7 veces la carga de servicio para agujeros de sobre-tamaño y de ranura corta e incluso una aún mayor resistencia al deslizamiento para agujeros de ranura larga. El uso del método de instalación del giro de la tuerca también aumenta la resistencia al deslizamiento por aproximadamente 10% hasta 15%. Por esto, las conexiones con agujeros de sobre-tamaño y de ranura, aunque sean diseñadas considerando las disposiciones del estado límite de servicio de la *Especificación LRFD 1999* (AISC, 2000b), resistirán el deslizamiento debido a los efectos de las combinaciones de carga última.

Determinando la Resistencia Requerida al Deslizamiento. Esta Especificación permite que todas las conexiones de deslizamiento crítico con pernos en agujeros estándar o en agujeros ranurados perpendiculares a la dirección de la carga sean diseñadas según el estado de servicio. Las variaciones leves en la geometría, que pueden ocurrir debido al deslizamiento de la conexión cuando se utiliza un tipo de agujero, no cambiarán las hipótesis de análisis normales ni resultarán en un incremento de la carga.

El requisito fundamental de diseño para todas las conexiones con pernos en agujeros de sobre-tamaño y agujero ranurados paralelos a la carga es el de prevenir el deslizamiento en el estado límite último, que supone conservadoramente que el potencial cambio en geometría correspondiente no será despreciable y que el deslizamiento de la conexión dará como resultado un aumento significativo de la carga.

Se le permite al ingeniero estructural responsable del proyecto establecer que el efecto del deslizamiento no resultará en un incremento de las cargas y, por lo tanto, que el diseño de cualquier conexión de deslizamiento crítico se realice para el estado límite de servicio. De todas formas, la resistencia al deslizamiento de diseño se calcula utilizando las solicitaciones tanto de las combinaciones de carga LRFD o ASD y el factor de resistencia, ϕ , o el factor de seguridad, Ω , según sea el caso. Todas las conexiones de deslizamiento crítico, tanto las diseñadas para el estado de servicio como para el estado último, deben ser revisadas para las cargas de corte y de aplastamiento utilizando las cargas de diseño apropiadas.

El requisito de confiabilidad cuando se diseña la resistencia al deslizamiento para efectos de las combinaciones de carga última es sujeto a ciertas interpretaciones. Usualmente, los estados límite de las conexiones necesitan un factor β para pernos y soldaduras de filete igual a 4.0. Esto se debe a que muchos estados límite asociados a la falla de la conexión son también asociados a separaciones de junta repentinas, no dúctiles. Dado que el deslizamiento de la conexión no da como resultado una separación repentina de la junta en la medida que la conexión sea revisada como una conexión de tipo aplastamiento.

to, debido a los efectos de las combinaciones de carga última, conocer el nivel exacto de confiabilidad para la resistencia al deslizamiento, debido a las combinaciones de carga última, no es crítico para el desempeño de la conexión. Los factores de resistencia y de seguridad junto con los factores de agujeros propuestos para agujeros de sobre-tamaño y agujeros ranurados se acercan a aquellos necesarios para alcanzar un índice de confiabilidad de 4.0. Sin embargo, debido a la complejidad de los factores involucrados en el cálculo de la confiabilidad de las conexiones de deslizamiento crítico y la falta de datos estadísticos extensivos sobre la resistencia al deslizamiento de agujeros de sobre-tamaño y ranurados, se requiere que las revisiones para el aplastamiento y el corte, debido a las combinaciones de carga última, se realicen para ambos métodos de diseño.

Factores que Afectan la Resistencia al Deslizamiento de las Juntas. A continuación se describen los factores claves que afectan la resistencia al deslizamiento en conexiones de acero apremadas:

Coefficiente de Deslizamiento de la Superficie de Contacto. Esta Especificación ha combinado la anterior clase de superficies Clase A y Clase C en una sola categoría de superficie Clase A que incluye las superficies sin pintar, libres de escamas o superficies con revestimientos Clase A en superficies limpiadas mediante chorro de arena, y superficies galvanizadas en caliente y rugosas con un coeficiente de fricción $\mu = 0.35$. Este es un pequeño aumento en el valor para anteriores coeficientes de Clase A. Las superficies de Clase B, sin pintar y mediante chorro de arena, o superficies con revestimientos Clase B en acero limpiado mediante chorro de arena se mantienen con coeficiente $\mu = 0.50$.

Método de Pretensionado y el factor D_u . Cuatro métodos de pretensionado de pernos son reconocidos por la AISC: vuelta de la tuerca, llave calibrada, pernos de tensión controlada e indicadores de tensión directa. La fuerza de pretensionamiento promedio en los pernos varía de acuerdo al método de instalación. El valor mínimo promedio es cuando se utiliza el método de llave calibrada: 1.13 veces la mínima especificada. El método de la vuelta de la tuerca resulta en una pretensión mínima de 1.22 hasta 1.35 veces la mínima especificada, dependiendo de la cantidad de vueltas que se le dé al perno y del grado del material del perno. Mientras que la información estadística sobre el nivel de pretensión promedio de los pernos instalados en el terreno utilizando los indicadores de tensión directa y pernos de tensión controlada es limitada, los ensayos indican que estos se ubican de alguna manera entre los métodos de llave calibrada y de vuelta de la tuerca. Por lo tanto, esta Especificación utiliza el mínimo de estos valores (1.13) para todos los métodos de instalación. Esto da como resultado valores distintos de confiabilidad para diferentes condiciones. Sin considerar el método utilizado para pretensionar los pernos, es importante que la instalación de las conexiones de deslizamiento crítico cumplan con los requisitos enumerados en la *Especificación RCSC* (RCSC, 2004).

Tamaño del Agujero. Los pernos de alta resistencia debidamente instalados en agujeros de sobre-tamaño y de ranura corta utilizando arandelas o golillas tal como lo menciona la *Especificación RCSC* (RCSC, 2004) tienen la misma resistencia al deslizamiento que pernos en agujeros estándar. El factor de agujero, $h_{sc} = 0.85$, es utilizado para aumentar la resistencia al deslizamiento para este tipo de conexión debido a las posibles consecuencias del incremento de movimiento con estas conexiones. El factor de agujero para agujeros de ranura larga, $h_{sc} = 0.70$, sirve tanto para aumentar la resistencia al deslizamiento para este tipo de conexión de forma similar al de los agujeros sobre-tamaño

como para compensar por la leve pérdida en la pretensión y la resistencia al deslizamiento debido a la longitud de la ranura larga. Ediciones anteriores de la Especificación han utilizado mayores reducciones en el factor de agujero, $h_{sc} = 0.60$, para ranuras paralelas a la dirección de la carga. Efectivamente esto fue un diseño para estado límite último para este tipo de agujero y el mismo resultado se logró utilizando los factores ϕ o Ω entregados por esta Especificación.

9. Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Deslizamiento Crítico

La resistencia al deslizamiento de una conexión de deslizamiento crítico es reducida cuando existe una tracción aplicada. El factor, k_s , es un coeficiente que reduce la resistencia al deslizamiento nominal entregada por la Ecuación J3-4 como una función de la carga de tracción aplicada.

10. Resistencia de Aplastamiento de Agujeros de Pernos

Las disposiciones para la resistencia de aplastamiento de pasadores difieren de aquellas para la resistencia de aplastamiento de pernos; referirse a la Sección J7.

Los valores de resistencia de aplastamiento son entregados como una medida de la resistencia del material que soporte el aplaste del perno, no como una forma de proteger el conector, que no necesita tal protección. Por lo tanto, el mismo valor de aplastamiento aplica para todas las juntas apernadas, sin distinción de la resistencia de corte del conector o de la presencia o ausencia de hilo en el área de aplastamiento.

La resistencia de aplastamiento del material puede ser limitada tanto por la deformación de aplastamiento del agujero como por el desgarre (un bloque de corte de perno a perno) del material en donde el perno está aplastando. Kim y Yura (1996), y Lewis y Zwernehan (1996) han confirmado que las disposiciones de resistencia de aplastamiento para los casos donde la resistencia de aplastamiento nominal R_n es igual a $Cdt F_u$ y C es igual a 2.4; 3.0 ó 2.0 dependiendo de tipo del agujero y/o la aceptación de que el agujero se ovala bajo carga última, tal como se indica en la Sección J3.10. Sin embargo, esta misma investigación indica la necesidad de tener diferentes disposiciones para la resistencia de aplastamiento cuando la falla por desgarre controla el diseño. Por lo tanto, se entregan las ecuaciones apropiadas para la resistencia de aplastamiento como una función de la distancia libre L_c , y esta formulación es consistente con la entregada por la *Especificación RCSC* (RCSC, 2004).

Frank y Yura (1981) han demostrado que una elongación de agujero mayor que 6 mm comenzará a desarrollarse generalmente en la medida en que la fuerza de aplastamiento es aumentada más allá que $2.4dt F_u$, especialmente si es combinada con una alta tensión última en la sección neta, aunque no ocurra la fractura. Lo mismo se aplica para un agujero de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la carga, para una fuerza de aplastamiento mayor que $2.0dt F_u$. Un límite superior de $3.0dt F_u$ sirve para anticipar que el agujero se ovala (deformación mayor que 6 mm) en su resistencia máxima.

Además, para simplificar y generalizar tales cálculos de resistencia de aplastamiento, las disposiciones actuales se han basado en formulaciones de distancia libre. Disposiciones anteriores utilizaban las distancias a los bordes y el espaciamiento de pernos medidos entre el centro de agujeros con factores de ajuste para tomar en cuenta el tipo y orienta-

ción de agujeros variables, así como también los requisitos de distancia mínima al borde.

11. Conectores de Tracción

Con cualquier configuración de conexión donde los conectores transmitan una carga de tracción a la pared de un perfil tubular, debe utilizarse un análisis racional para determinar los estados límite apropiados. Estos deben incluir el mecanismo de línea de fluencia en la pared del perfil tubular y/o el desgarre de la pared del perfil tubular, además de estados límite aplicables para los conectores solicitados a tracción.

J4. ELEMENTOS AFECTADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS

Las Secciones J4 y J5 de las ediciones anteriores de la Especificación han sido combinadas en la Sección J4.

1. Resistencia de Elementos en Tracción

Los ensayos han demostrado que la fluencia ocurrirá en la sección bruta antes que la capacidad última de la sección neta sea alcanzada si la razón A_n/A_g es mayor o igual que 0.85 (Kulak y otros, 1987). Debido a que la longitud de los elementos conectores es pequeña comparada con la longitud del miembro, se limita la deformación inelástica de la sección bruta. Por lo tanto, se limita el área neta efectiva A_n del elemento conector a $0.85A_g$ en reconocimiento de la limitada capacidad para deformarse inelásticamente y para proveer una reserva de capacidad.

2. Resistencia de Elementos en Corte

En las ediciones anteriores de las Especificaciones LRFD, el factor de resistencia para fluencia en corte ha sido 0.90, equivalente a un factor de seguridad de 1.67. En ASD, la tensión de fluencia en corte admisible ha sido $0.40F_y$, equivalente a un factor de seguridad de 1.5. Para poder realizar en esta Especificación un alcance LRFD consistente con las ediciones anteriores de la Especificación ASD, los factores de resistencia y de seguridad para fluencia en corte en esta Especificación son 1.0 y 1.5, respectivamente. El incremento en la resistencia de diseño LRFD resultante de aproximadamente 10% se justifica por una larga historia de desempeño satisfactorio en el uso del método ASD.

3. Resistencia de Bloque de Corte

Los ensayos en vigas destajadas indican que el modo de falla de desgarre (fractura) puede ocurrir a lo largo del perímetro de los agujeros de los pernos tal como se muestra en la Figura C-J4.1 (Birkemoe y Gilmor, 1978). Este modo de bloque de corte combina la falla de tracción en un plano y la falla de corte en el plano perpendicular. La trayectoria de falla se define por los ejes centrales de los agujeros de los pernos.

El modo de falla de bloque de corte no está limitado solamente a vigas con destajes en sus extremos; otros ejemplos se muestran en las Figuras C-J4.1 y C-J4.2. El modo de falla de bloque de corte debe ser revisado alrededor del perímetro de conexiones soldadas.

Esta Especificación ha adoptado un modelo conservador para predecir la resistencia de bloque de corte. El modo de falla en almas de viga y ángulos destajados es diferente que el de gussets debido a que la resistencia de corte está presente solamente en un plano, en cuyo caso debe existir cierta rotación en el bloque del material que está entregando la resistencia total. Aunque se observa la falla en tracción a través de la sección neta en el plano extremo, la distribución de tensiones de tracción no siempre es uniforme (Ricles y Yura, 1983; Kulak y Grondin, 2001a). Un factor de reducción, U_{bs} , se ha incluido en la Ecuación J4-5 para aproximar la distribución de tensiones no uniforme en el plano de tracción. La distribución de tensiones es no uniforme en la conexión de dos filas mostrada en la Figura C-J4.2(b) porque las filas de los pernos cercanos al extremo de la viga toman la mayor carga de corte.

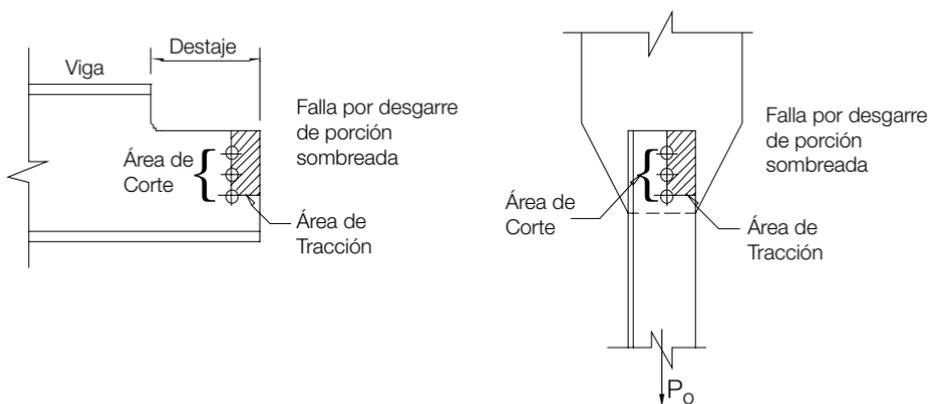


Figura. C-J4.1. Superficie de falla para estado límite de bloque de corte.

El bloque de corte es un fenómeno de fractura o desgarre, no un estado límite de fluencia. Sin embargo, la fluencia de la sección bruta en el plano de corte puede ocurrir cuando comienza el desgarre del plano de tracción si $0.60F_u A_{nv}$ excede de $0.60F_y A_{gv}$. Por lo tanto, la Ecuación J4-5 impone que el término $0.60F_y A_{gb}$ no debe ser mayor que $0.60F_u A_{nv}$. La Ecuación J4-5 es consistente con la filosofía del Capítulo D para miembros en tracción donde el área bruta es utilizada para el estado límite de fluencia y el área neta es utilizada para el estado límite de ruptura.

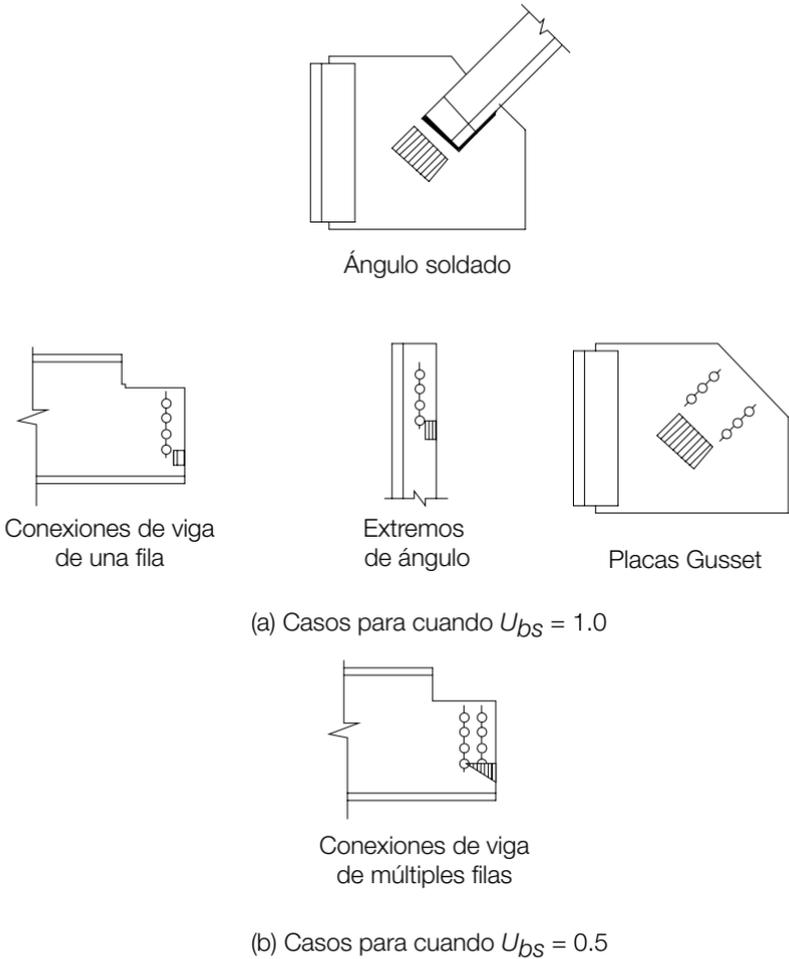


Figura. C-J4.2. Distribución de tensiones de tracción en bloque de corte.

4. Resistencia de Elementos en Compresión

Para simplificar los cálculos de conexiones, se usa la resistencia nominal de los elementos en compresión $F_y A_g$ cuando la razón de esbeltez del elemento es menor que 25, que es un pequeño aumento sobre el que se hubiera obtenido al utilizar las disposiciones del Capítulo E. Para elementos esbeltos, se deben aplicar las disposiciones del Capítulo E.

J5. PLANCHAS DE RELLENO

La práctica usual de suministrar planchas de relleno para agregar conectores adicionales, de manera tal que ellos efectivamente sean una parte integral del componente conectado en corte, no se requiere cuando una conexión es diseñada para deslizar bajo niveles de resistencia requeridas del miembro. En tales conexiones, la resistencia al deslizamiento entre la plancha de relleno y cualquier parte conectada es comparable a la situación en que no existe la plancha de relleno entre las partes conectadas.

Las planchas de relleno pueden ser utilizadas en juntas de traslape de conexiones soldadas que empalman partes de diferentes espesores, o donde pueda haber un pequeño espacio en la junta.

J6. EMPALMES

La resistencia nominal de una plancha pequeña puede ser desarrollada cuando se utiliza un empalme soldado de tope en vigas. Para otras conexiones es suficiente entregar una conexión que resista la carga requerida de la junta.

J7. RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO

En general, el diseño de resistencia de aplastamiento de superficies laminadas es gobernado por el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) bajo cargas nominales, resultando en una tensión de $0.9F_y$. Se entrega una seguridad adecuada por la resistencia de post-fluencia en la medida que aumenta la deformación. Ensayos en conexiones con pasadores (Johnston, 1939) y con balancines (Wilson, 1934) han confirmado este comportamiento.

Tal como se ha utilizado a través de la Especificación, los términos “superficie laminada”, “laminado” y “laminación” tienen el propósito de incluir superficies que han sido debidamente aserradas o terminadas para obtener un plano efectivo por todos los medios posibles.

J8. BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO DEL CONCRETO

Las disposiciones de esta Sección son idénticas a disposiciones equivalentes en la ACI 318 (ACI, 2002).

J9. BARRAS DE ANCLAJE E INSERTOS

El término “perno de anclaje” es utilizado para barras roscadas insertas en el concreto para anclar el acero estructural. El término “barra” tiene el motivo de indicar claramente que estas son barras roscadas y no pernos estructurales, y deben ser diseñadas como partes roscadas mediante la Tabla J3.2 utilizando el material especificado en la Sección A3.4.

Generalmente, la mayor fuerza de tracción necesaria para diseñar la barra de anclaje es aquella producida por el momento de flexión en la base de la columna e incrementada por cualquier levantamiento causado por la tendencia al volcamiento de la edificación bajo carga lateral.

Rara vez el corte en la base de la columna es resistida por el aplastamiento de la placa base de la columna en contra de las barras de anclaje. Aun considerando el menor coeficiente de deslizamiento posible, la fricción debida a la carga vertical de la columna es más que suficiente para poder resistir cualquier cantidad de corte desde la columna y poder transferirla a la fundación. La única excepción posible es en la base de marcos arriostrados y marcos de momento donde grandes cargas de corte puedan requerir que la transferencia de corte sea realizada por insertar la base de la columna o entregar una llave de corte en la parte superior de la fundación.

Se recomiendan los tamaños de agujero de barra de anclaje enumerados en las Tablas C-J9.1 y C-J9.1M para acomodar la tolerancia requerida en la instalación de las barras de anclaje en el concreto. Estos tamaños de agujero mayores no son perjudiciales para la integridad de la estructura soportada siempre que se utilicen las arandelas o golillas apropiadas. Se acepta el agujero levemente cónico que resulta de las operaciones de punzonado o corte térmico.

Cuando se utilizan planchas como arandelas o golillas para solucionar el corte horizontal, se debe considerar la flexión en la barra de anclaje en el diseño y el trazado de las barras de anclaje debe considerar la holgura de las planchas arandelas o golillas. En este caso se debe entregar especial atención a las holguras de la soldadura, la accesibilidad, las distancias al borde en planchas arandelas o golillas, y el efecto de las tolerancias entre la barra de anclaje y el borde del agujero.

Es importante que la colocación de las barras de anclaje sea coordinada con la colocación y el diseño del refuerzo de acero en las fundaciones así como también en el diseño y tamaño total de las placas base. Se recomienda que el dispositivo de anclaje en extremo inferior de la barra de anclaje sea lo más pequeño posible para evitar interferencia con el refuerzo de acero en la fundación. Una tuerca hexagonal pesada o una cabeza forjada son adecuadas para desarrollar el cono de corte del concreto. Ver DeWolf y Ricker (1990) para el diseño de placas base y barras de anclaje junto con el Código ACI 318 (ACI, 2002) y el ACI 349 (ACI, 2001) para diseño de insertos. También ver el Estándar OSHA *Safety and Health Regulations for Construction* – 29 CFR 1926 Subparte R – Montaje de Acero (OSHA, 2001) para el diseño de barras de anclaje y requisitos de construcción para la seguridad en el montaje.

TABLA C-J 9.1	
Diámetros de Agujeros para	
Pernos de Anclaje, in	
Diámetro Pernos de Anclaje	Diámetro Agujero Perno de Anclaje
1/2	11/16
5/8	13/16
3/4	15/16
7/8	19/16
1	113/16
1 1/4	21/16
1 1/2	25/16
1 3/4	23/4
≥ 2	$d_b + 11/4$

TABLA C-J 9.1 M
Diámetros de Agujeros para
Pernos de Anclaje, mm

Diámetro Pernos de Anclaje	Diámetro Agujero Perno de Anclaje
18	32
22	36
24	42
27	48
30	51
33	54
36	60
39	63
42	74

J10. ALAS Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS

Esta Especificación separa los requisitos de resistencia del ala y del alma en distintas categorías que representan distintos estados límite, específicamente, flexión local del ala (Sección J10.1), la fluencia local del alma (Sección J10.2), el aplastamiento del alma (Sección J10.3), el volcamiento del alma (Sección J10.4), el pandeo del alma en compresión (Sección J10.5) y el corte de la zona panel del alma (Sección J10.6).

Estas disposiciones para los estados límite se aplican para dos tipos diferentes de cargas concentradas normales a las alas del miembro.

Las cargas concentradas simples pueden ser de tracción (tales como aquellas entregadas por colgadores en tracción) o de compresión (tales como aquellas entregadas por las planchas de apoyo en las posiciones interiores de vigas, las reacciones en los extremos de vigas y otro tipo de conexiones de apoyo). La flexión local del ala aplica solamente para carga de tracción, la fluencia local del alma aplica tanto para cargas de tracción y de compresión, y el resto de estos estados límite aplica solamente para cargas de compresión. Las cargas concentradas dobles, una de tracción y la otra de compresión, forman una pareja en el mismo lado del miembro cargado, tal cual lo entregan las alas de las columnas a través de conexiones de momento soldadas o apernadas.

Los atiesadores transversales, también denominados planchas de continuidad, y planchas de refuerzo del alma se requieren solamente cuando la demanda (la carga concentrada transversal) excede la resistencia disponible. Es usualmente más económico escoger un miembro más pesado que suministra tal refuerzo (Carter, 1999; Troup, 1999). La demanda puede ser determinada como la mayor carga del ala para todos los casos de carga, aunque la demanda puede ser tomada también como el área bruta del apéndice que desarrolla la carga multiplicada por la resistencia de fluencia mínima especificada, F_y . Los atiesadores y/o refuerzos y sus soldaduras de conexión son dimensionados para

la diferencia entre la demanda y la resistencia del estado límite aplicable. En las Secciones J10.7 y J10.8 se entregan los requisitos para los atiesadores y en la Sección J10.9 se entregan los requisitos para las planchas de refuerzo.

1. Flexión Local del Ala

Siempre que una carga de tracción sea aplicada por medio de una plancha soldada a un ala, aquella ala debe ser suficientemente rígida para prevenir la deformación del ala y la correspondiente concentración de altas tensiones en la soldadura alineada con el alma.

La longitud de ala efectiva de la columna para flexión local del ala es $12t_f$ (Gram, Sherbourne, Cavas y Jensen, 1960). Por lo tanto, se supone que se forman líneas de fluencia en el ala a $6t_f$ en cada dirección desde el punto de aplicación* de la carga concentrada. Para desarrollar un borde fijo consistente con las hipótesis de este modelo, se requiere de un valor adicional de $4t_f$, y por ende, un total de $10t_f$ para la resistencia completa de flexión del ala entregada en la Ecuación J10-1. Si no se presenta un estudio aplicable, una reducción de 50% ha sido introducida para los casos donde el punto de aplicación de la carga concentrada es menor que $10t_f$ desde el extremo del miembro.

La resistencia entregada por la Ecuación J10-1 fue originalmente desarrollada para conexiones de momento pero también se aplica para cargas concentradas simples tales como colgadores en tracción consistentes en una placa soldada al ala inferior de una viga y transversal al alma de la viga. En los ensayos originales, la resistencia entregada por la Ecuación J10-1 fue pensada para entregar un límite inferior de la carga requerida para provocar la fractura de la soldadura, que fue empeorada por tensiones dispares y demandas de deformación en la soldadura causada por la deformación del ala (Graham, Sherbourne y Khabbaz, 1959).

Estudios recientes en soldaduras con requisitos mínimos de tenacidad Charpy (CVN) muestran que la fractura de la soldadura ya no es un modo de falla cuando la resistencia entregada por la Ecuación J10-1 es excedida. Más bien, se encontró que la resistencia entregada por la Ecuación J10-1 es menos consistente que la carga requerida para separar las alas en secciones típicas de columna en 6 mm (Hajjar, Dexter, Ojard, Ye y Cotton, 2003; Prochnow, Ye, Dexter, Hajjar y Cotton, 2000). Esta cantidad de deformación del ala es del orden de las tolerancias de la ASTM A6, y se cree que la deformación de ala excede este nivel y que puede ser perjudicial en otros aspectos del desempeño del miembro, tales como pandeo local del alma. Aunque esta deformación puede ocurrir también bajo cargas de compresión normal (debido a que la preocupación original era la fractura de la soldadura). Por lo tanto, no se necesita revisar la flexión local del ala para cargas de compresión.

La disposición en la Sección J10.1 no es aplicable para conexiones de momento de plancha extrema y mediante secciones T. Para estas conexiones, ver Carter (1999) o el *Manual de Construcción en Acero AISC* (AISC, 2005a).

2. Fluencia Local del Alma

Las disposiciones de fluencia local del alma (Ecuaciones J10-2 y J10-3) aplican a ambas cargas de compresión y tracción de conexiones de soporte y de momento. Estas disposiciones están pensadas para limitar la extensión de la fluencia en el alma de un miembro

en que la carga está siendo transmitida. Estas disposiciones están basadas en ensayos de conexiones viga-columna soldadas directamente a ambos lados (ensayos cruciformes) (Sherbourne y Jensen, 1957) y fueron derivadas al considerar una zona de tensiones que se dispersa con una inclinación de 2:1. Graham y otros (1960) reportan ensayos de arranque de plancha y sugieren que un gradiente de tensiones de 2.5:1 es más apropiado.

Ensayos recientes confirman que las disposiciones entregadas por las Ecuaciones J10-2 y J10-3 son ligeramente conservadoras y que la fluencia está confinada a una longitud consistente con la inclinación de 2,5:1 (Hajjar y otros, 2003; Prochnow y otros, 2000).

3. Aplastamiento del Alma

Las disposiciones para el aplastamiento del alma (Fórmulas J10-4 y J10-5) aplican solamente para cargas de compresión. Originalmente, el término “aplastamiento del alma” fue utilizado con anterioridad para caracterizar el fenómeno que actualmente es denominado fluencia local del alma, que en ese entonces se pensaba que precedía adecuadamente el aplastamiento del alma. La primera edición de la *Especificación AISC-LRFD* (AISC, 1986) fue la primera Especificación AISC que distinguió la diferencia entre la fluencia local del alma y el aplastamiento local del alma. El aplastamiento del alma fue definido como el surgimiento de arrugas en el alma con forma ondular directamente por debajo de la carga, o que ocurre en almas esbeltas, mientras que la fluencia local del alma es la fluencia de la misma área, que ocurre en almas de mayor espesor.

Las Ecuaciones J10-4 y J10-5 están basadas en la investigación publicada por Roberts (1981). El incremento en la Ecuación J10-5b para $N/d > 0.2$ fue desarrollado después de ensayos adicionales para representar de mejor forma el efecto de longitudes de apoyo mayores en los extremos de los miembros (Elgaaly y Salkar, 1991). Todos los ensayos fueron conducidos en vigas de acero descubiertas sin la contribución benéfica esperada de cualquier conexión o accesorios de piso. Por lo tanto, las disposiciones resultantes se consideran conservadoras para tales aplicaciones. Kaczinski, Schneider, Dexter y Lu (1994) han reportado ensayos en vigas cajón celular con almas esbeltas y han confirmado que estas disposiciones también son apropiadas en este tipo de estructura.

Las ecuaciones fueron desarrolladas para conexiones de soporte pero también son aplicables de forma general a conexiones de momento.

El fenómeno de aplastamiento se ha observado que ocurre en el alma adyacente al ala cargada. Por esta razón, se necesita de un atiesador (o atiesadores) de media profundidad o una plancha de refuerzo de media profundidad para eliminar este estado límite.

4. Pandeo Lateral del Alma

Las disposiciones para el volcamiento del alma (Ecuaciones J10-6 y J10-7) aplican solamente para cargas de compresión en conexiones de soporte y no aplican para conexiones de momento. Las disposiciones de volcamiento del alma fueron desarrolladas después de observar una gran cantidad de fallas inesperadas en vigas ensayadas (Summers y Yura, 1982; Elgaaly, 1983). En aquellos ensayos las alas en compresión fueron arriostreadas en la ubicación de la carga concentrada, el alma fue solicitada en compresión por una carga concentrada aplicada en el ala y el ala en tracción pandeó (ver Figura C-J10.1).

El volcamiento del alma no ocurrirá en los siguientes casos:

(a) Para alas restringidas contra cualquier rotación (tal como cuando se conecta a una losa), cuando

$$\frac{h/t_w}{l/b_f} > 2.3 \quad (\text{C-J10-1})$$

(b) Para alas no restringidas contra la rotación, cuando

$$\frac{h/t_w}{l/b_f} > 1.7 \quad (\text{C-J10-2})$$

donde l es el que se muestra en la Figura C-J10.2.

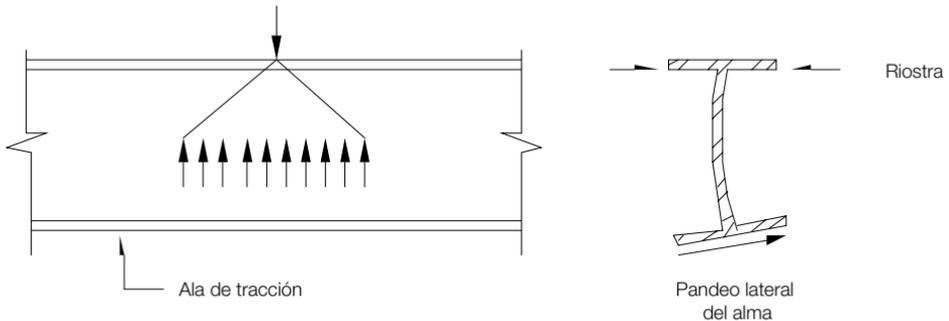


Figura. C-J10.1. Pandeo lateral del alma.

El volcamiento del alma puede ser prevenido mediante un diseño apropiado del arriostramiento lateral o de los atiesadores en el punto de ubicación de la carga. Se sugiere que el arriostramiento local en ambas alas sea diseñado para un 1% de la carga concentrada aplicada en ese punto. Cuando se utilizan atiesadores, estos deben extenderse desde el punto de carga hasta por lo menos un medio de la profundidad de la viga. Además, el par de atiesadores debe diseñarse para transferir la carga completa. Si se permite la rotación del ala cargada, ni los atiesadores ni las placas de refuerzo son efectivos.

5. Pandeo del Alma Comprimida

La disposición para pandeo del alma en compresión (Ecuación J10-8) aplica solamente cuando existen cargas de compresión en ambas alas de un miembro en la misma sección, tal como puede ocurrir en el ala inferior de dos conexiones de momento espalda-espalda bajo cargas gravitacionales. Bajo estas condiciones, el alma del miembro debe tener su razón de esbeltez limitada para evitar la posibilidad de pandeo. La Ecuación J10-8 es aplicable para un par de conexiones de momento, y para otros pares de cargas de compresión aplicadas en ambas alas del miembro, para lo cual N/d es aproximadamente menor que 1. Cuando N/d no es pequeño, el alma del miembro debe ser diseñada como un miembro en compresión de acuerdo con el Capítulo E.

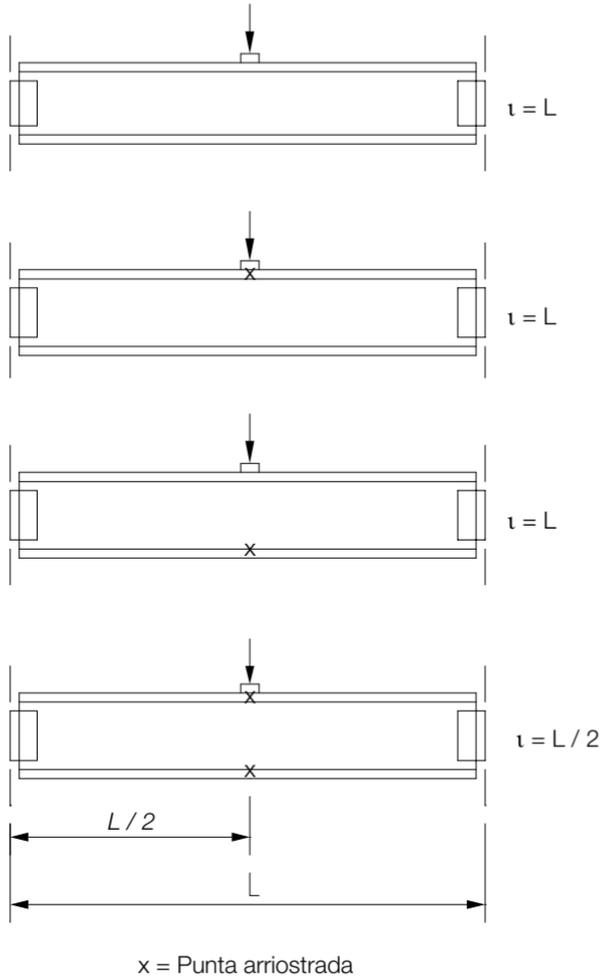


Figura. C-J10.2. Longitud de ala no arriostrada para volcamiento del alma.

La Ecuación J10-8 es declarada en una condición de carga del miembro interior. En la ausencia de una investigación aplicable, se ha introducido una reducción de 50% para los casos en donde las cargas de compresión están cerca del extremo del miembro.

6. Corte en la Zona Panel del Alma

Las tensiones de corte en el alma de una columna pueden ser significativas dentro de la frontera de la conexión rígida de dos o más miembros con sus almas en un plano común. Tales almas deben ser reforzadas cuando la carga requerida $\sum F_u$ para LRFD o $\sum F$ para ASD a lo largo del plano A-A en la Figura C-J10.3 excede la resistencia del alma de columna disponible ϕR_v o R_v/Ω , respectivamente, donde

para LRFD (C-J10-3a)

$$\sum F_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} - V_u$$

y

$M_{u1} = M_{u1L} + M_{u1G}$ = la suma de los momentos debido a las cargas laterales mayoradas, M_{u1L} , y los momentos debido a las cargas gravitacionales mayoradas, M_{u1G} , en el lado a barlovento de la conexión, T-m (N-mm).

$M_{u2} = M_{u2L} + M_{u2G}$ = la diferencia entre los momentos debido a las cargas laterales mayoradas, M_{u2L} , y los momentos debido a las cargas gravitacionales mayoradas, M_{u1G} , en el lado a barlovento de la conexión, T-m (N-mm)

para ASD

$$\sum F = \frac{M_{a1}}{d_{m1}} + \frac{M_{a2}}{d_{m2}} - V \quad (\text{C-J10-3b})$$

y

$M_{a1} = M_{a1L} + M_{a1G}$ = la suma de los momentos debido a las cargas laterales nominales, M_{a1L} , y los momentos debido a las cargas gravitacionales nominales, M_{a1G} , en el lado a barlovento de la conexión, T-m (N-mm)

$M_{a2} = M_{a2L} + M_{a2G}$ = la diferencia entre los momentos debido a las cargas laterales nominales, M_{a2L} , y los momentos debido a las cargas gravitacionales nominales, M_{a1G} , en el lado a barlovento de la conexión, T-m (N-mm)

d_{m1}, d_{m2} = distancia entre las cargas de ala en la conexión de momento, cm (mm)

Histórica y conservadoramente, se ha utilizado para d_m un valor de 0.95 veces la profundidad de la viga.

Cuando se cumple que $\sum F_u \leq \phi R_v$ para LRFD o que $\sum F \leq R_v / \Omega$ para ASD, entonces no es necesario refuerzo, en otras palabras $t_{rec} \leq t_w$, donde t_w es el espesor del alma de la columna.

Las Ecuaciones J10-9 y J10-10 limitan el comportamiento de la zona panel en el rango elástico. Mientras tales paneles de conexión posean largas reservas de capacidad más allá de la fluencia de corte general, las correspondientes deformaciones inelásticas de junta pueden afectar adversamente la resistencia y la estabilidad del marco o del piso (Fielding y Huang, 1971; Fielding y Chen, 1973). La fluencia por corte de la zona panel afecta la rigidez global del marco y, por lo tanto, los efectos de segundo orden resultantes pueden ser significativos. La expresión de interacción corte/axial de la Ecuación J10-10, tal como se muestra en la Figura C-J10.4, entrega un comportamiento elástico del panel.

Cuando se da una ductilidad de conexión adecuada y el análisis del marco considera las deformaciones inelásticas de la zona panel, entonces la resistencia de corte inelástico adicional se reconoce en las Ecuaciones J10-11 y J10-12 por el factor

$$\left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

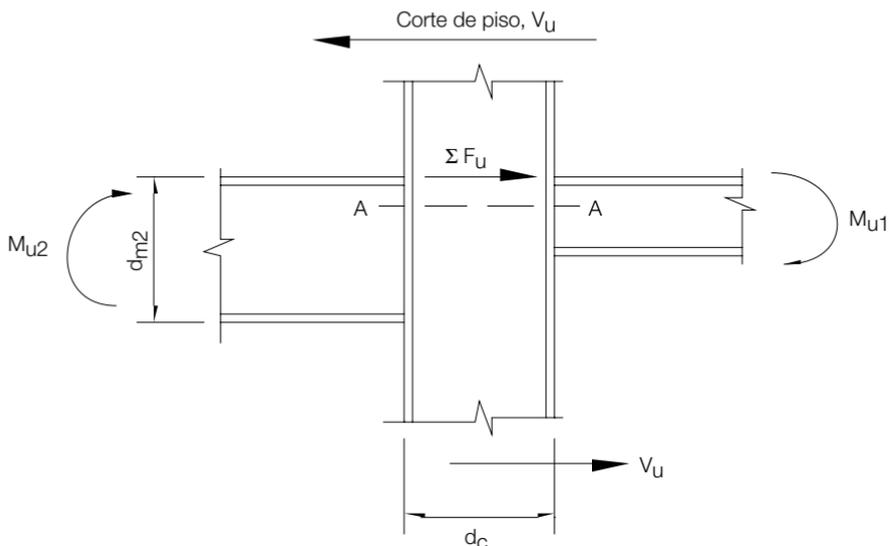


Figura. C-J10.3. Cargas LRFD en zona panel (cargas ASD son similares).

Esta resistencia de corte inelástica ha sido frecuentemente utilizada para el diseño de marcos en zonas de alta sismicidad y deben ser utilizados cuando la zona panel es diseñada para desarrollar la resistencia de los miembros de los que está formada.

La expresión de interacción corte/axial incorporada en la Fórmula J10-12 (ver la Figura C-J10.5) reconoce que cuando el alma de la zona panel ha sufrido completamente de fluencia en corte, la carga axial de la columna es transmitida por las alas.

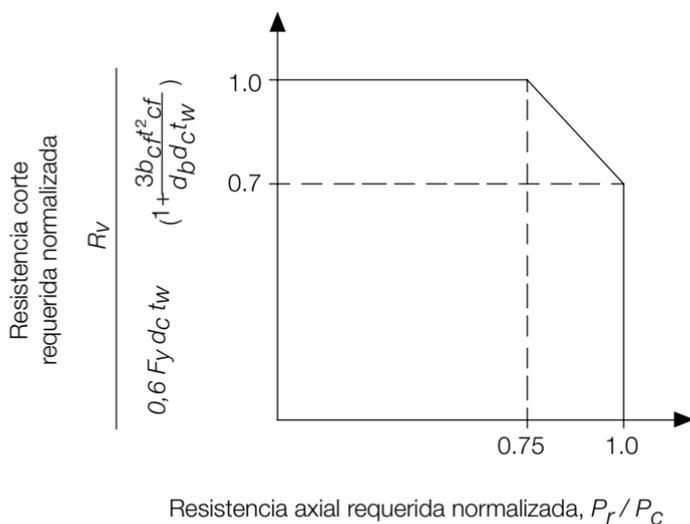


Figura. C-J10.4. Interacción elástica de corte y carga axial.

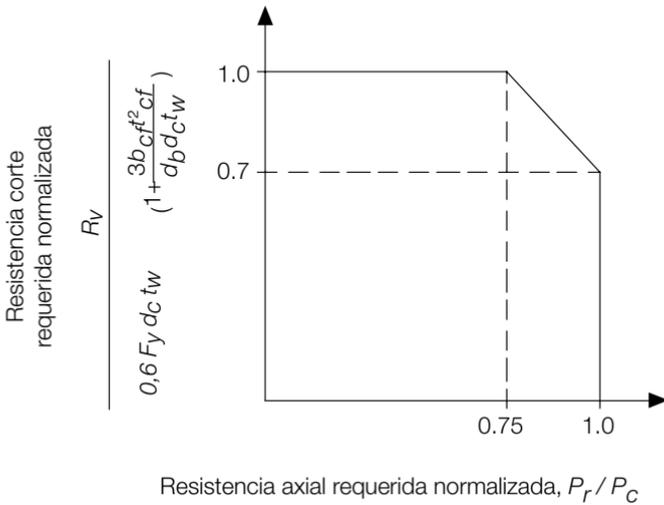


Figura. C-J10.5. Interacción inelástica de corte y carga axial.

7. Extremos de Vigas no Restringidos

Se requieren atiesadores de altura completa en los extremos de las vigas no restringidos para evitar la torsión en torno de su eje longitudinal.

8. Requisitos Adicionales para los Atiesadores para Cargas Concentradas

Para el diseño de los atiesadores de columnas, veáanse las Guías de Diseño de Carter (1999), Troup (1999), y Murria y Sumner (2004).

Para perfiles H enderezados mediante rodillos, algunas veces se encuentra un área de tenacidad reducida en una región limitada del alma inmediatamente adyacente al ala, referida como el “área k”, tal como se ilustra en la Figura C-J10.6 (Kaufmann, Metrovich, Pense y Fisher, 2001). Después del terremoto de Northridge de 1994, hubo una tendencia a especificar planchas de continuidad más gruesas que eran soldadas de tope al alma y al ala, y placas de refuerzo grueso que eran usualmente soldados de tope en el espacio entre la plancha de refuerzo y las alas. Estas soldaduras fueron altamente restringidas y pueden haber causado el agrietamiento durante la fabricación en algunos casos (Tide, 1999).

AISC (1997a) recomienda que las soldaduras para planchas de continuidad deben terminar lejos del área k, que se define como la “región que se extiende aproximadamente desde el punto medio del radio del filete dentro del alma hasta aproximadamente una distancia entre 25 y 38 mm más allá del punto tangencial entre el filete y el alma”.

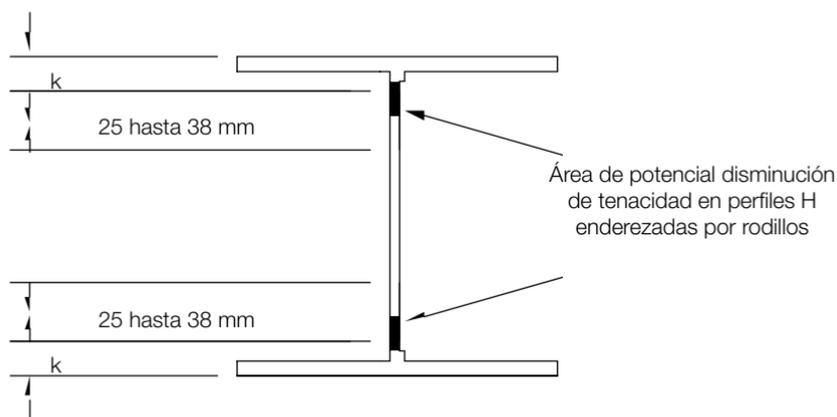


Figura. C-J10.6. "Zona k" representativa de un perfil de ala ancha.

Los ensayos recientes de arranque de planchas (Dexter y Melendrez, 2000; Prochnow y otros, 2000; Hajjar y otros, 2003) y los ensayos de juntas viga-columna a escala real (Bjorhovde, Goland y Benac, 1999; Dexter, Hajjar, Prochnow, Graeser, Galambos y Cotton, 2001; Lee, Cotton, Dexter, Hajjar, Ye y Ojard, 2002) han demostrado que este problema puede ser evitado si los atiesadores de la columna son soldados con filete tanto al alma y a las alas, la esquina es recortada al menos 38 mm, y las soldaduras de filete son de detención corta, tal como se muestra en la Figura C-J10.7. Estos ensayos también muestran que la soldadura de tope de los atiesadores a las alas o al alma es innecesaria, y que las soldaduras de filete tienen un buen desempeño sin problemas. Si existe alguna inquietud sobre el desarrollo de los atiesadores utilizando soldaduras de filete, el recorte de la esquina puede realizarse de manera que la dimensión a lo largo del ala sea 20 mm y la dimensión a lo largo del alma sea 38 mm.

Ensayos recientes también han demostrado la viabilidad de las planchas de refuerzo con soldaduras de filete a las alas, tal como se muestra en la Figura C-J10.8 (Prochnow y otros, 2000; Dexter y otros, 2001; Lee y otros, 2002, Hajjar y otros, 2003). Se encontró que no es necesario soldar de tope las planchas de refuerzo y que no necesitan estar en contacto con el alma de la columna para ser completamente efectivas.

9. Requisitos Adicionales de las Planchas de Refuerzo para Cargas Concentradas

Cuando se requiera, las planchas de refuerzo deben ser diseñadas utilizando los requisitos del estado límite apropiado para el tipo de carga. La suma de las resistencias del elemento del miembro y de la(s) placa(s) de refuerzo deben exceder la resistencia requerida y la placa de refuerzo debe ser soldada al elemento del miembro.

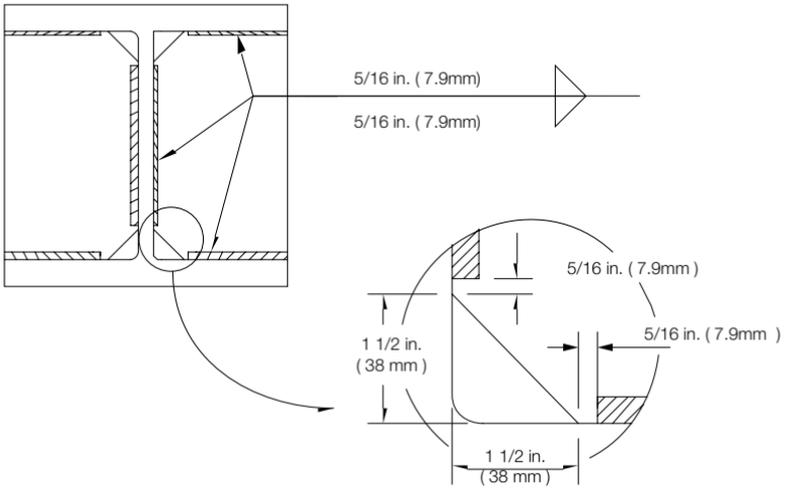


Figura. C-J10.7. Ubicación recomendada para soldaduras de filete de atiesadores para evitar el contacto con la "zona k".

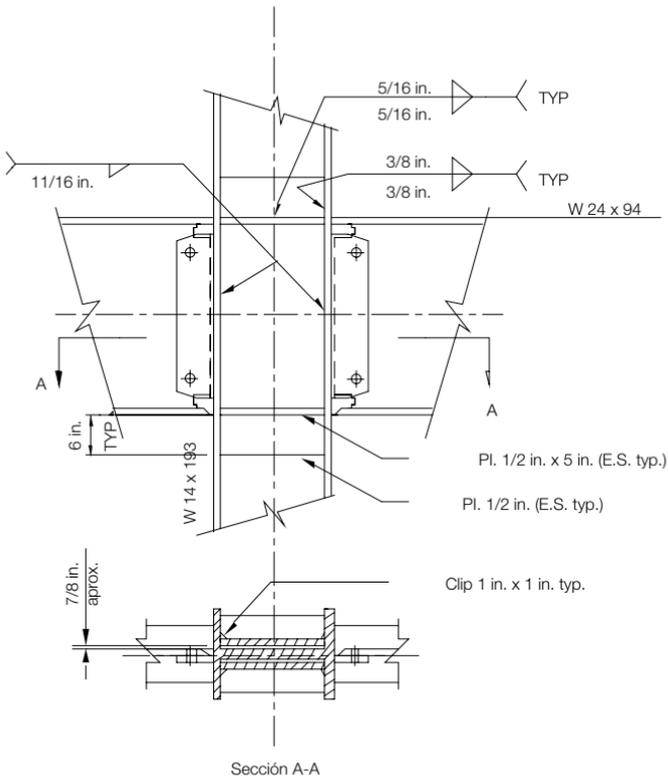


Figura. C-J10.8. Ejemplo de detalle de placa de refuerzo y atiesadores con soldadura de filete.

CAPÍTULO K

DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES

El Capítulo K trata de la resistencia de las conexiones soldadas de miembros tubulares. Las disposiciones están basadas en los modos de falla que han sido reportados en investigaciones internacionales en tubos, muchos de estos siendo auspiciados y sintetizados por el CIDECT (Comité Internacional para el Desarrollo y el Estudio de la Construcción Tubular) desde la década de 1960. Este trabajo también ha recibido una revisión crítica del Instituto Internacional de Soldadura (IIW), Subcomisión XV-E en “Uniones Soldadas en Estructuras Tubulares”. Las recomendaciones para el diseño de la conexión tubular están generalmente de acuerdo con la última edición de las recomendaciones de diseño de esta Subcomisión (IIW, 1989). Se han realizado algunas modificaciones menores a las disposiciones recomendadas de la IIW ya que algunos estados límite han sido realizados por la adopción de las formulaciones para los mismos estados límite en otras partes de esta Especificación. Las recomendaciones IIW para el diseño de conexiones referidas arriba han sido implementadas y suplementadas también en guías de diseño posteriores por CIDECT (Wardenier, Kurobane, Packer, Dutta, y Yeomans, 1991; Packer, Wardenier, Kurobane, Dutta y Yeomans, 1992), en las guías de diseño del Instituto Canadiense de Construcción en Acero (Packer y Henderson, 1997) y en el Eurocódigo 3 (2002). Partes de estas recomendaciones de diseño IIW fueron incorporadas también en la AWS (2004). Una gran cantidad de datos generados por los programas de investigación del CIDECT a mediados de la década de 1980 se resumen en la Monografía No. 6 de CIDECT (Giddings y Wardenier, 1986). Mayor información sobre las publicaciones y reportes del CIDECT pueden ser obtenidos desde su página web: www.cidect.com.

Los alcances de las Secciones K2 y K3 muestran que los ejes centrales de las ramas y los cordones deben estar contenidos en el mismo plano. Para otras configuraciones, tales como las conexiones multiplanares, conexiones con extremos de ramas adelgazadas parcial o completamente, conexiones de doble cordón, conexiones con una rama que es compensada de manera que su eje central no se intercepte con el eje central del cordón, o conexiones con ramas redondas unidas a cordones cuadrados o rectangulares, se pueden utilizar las disposiciones del IIW (1989), CIDECT, Wardenier y otros (1991), Packer y otros (1992), CISC, Packer y Henderson (1997), Marshall (1992), AWS (2004) u otra guías de diseño o ensayos verificados.

K1. CARGAS CONCENTRADAS EN SECCIONES TUBULARES

1. Definición de Parámetros

La notación utilizada en el Capítulo K se ilustra en la Figura C-K1.1.

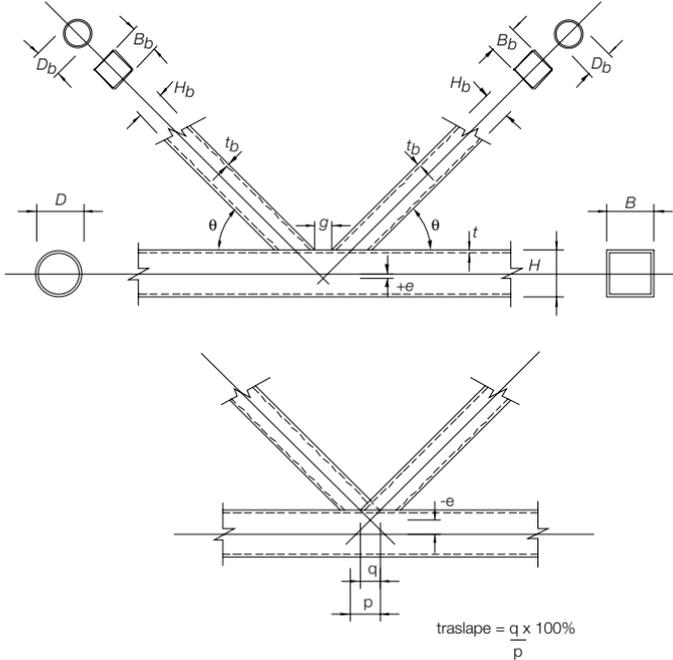


Figura C-K1.1. Notación común para conexiones tubulares.

2. Límites de Aplicación

Los límites de aplicación en la Sección K1.2 se originan principalmente a las limitaciones en los ensayos realizados a la fecha.

3. Carga Concentrada Distribuida Transversalmente

Las Secciones K1.3 y K1.4, aunque se refieren a todas las cargas concentradas en tubos, están orientadas particularmente a las conexiones soldadas plancha-tubo y su aplicación mostrada en forma tabular en la Tabla C-K1.1 (a) y (b). Además de las disposiciones de diseño en la Especificación, la Tabla C-K1.1 (b) también entrega las resistencias de flexión para algunas conexiones plancha-tubo redondo. La mayoría de estas ecuaciones (después de la aplicación de los factores de resistencia apropiados para LRFD) forman parte de las Guías de Diseño 1 y 3 de CIDECT (Wardenier y otros, 1991; Packer y otros, 1992) con actualizaciones de acuerdo con la Guía de Diseño 9 de CIDECT (Kurobane, Packer, Wardenier y Yeomans, 2004). Esta última incluye revisiones para las conexiones longitudinales plancha-tubo rectangular (Ecuación K1-9) basada en extensivos estudios experimentales y numéricos reportados por Kosteski y Packer (2003). Las disposiciones para el estado límite de aplastamiento de la pared lateral de tubos rectangulares, Ecuaciones K1-5 y K1-6, forman parte de las expresiones de aplastamiento de alma en otras

partes de esta Especificación, y no son recomendaciones del CIDECT o IIW. Si una conexión longitudinal plancha-tubo rectangular es realizada pasando la plancha a través de una ranura en el tubo y luego se suelda la plancha por ambas caras del tubo para formar una “conexión de plancha atravesada”, la resistencia nominal puede ser tomada como dos veces la entregada por la Ecuación K1-9 (Kosteski y Packer, 2003).

TABLA C-K 1.1 (a)
Resistencia Nominal de Conexiones
Plancha –Tubo Rectangular

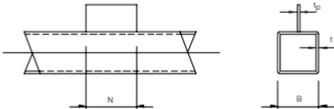
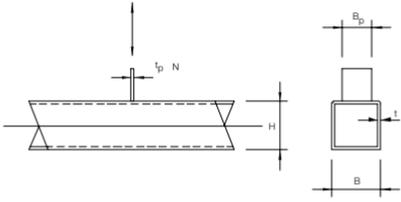
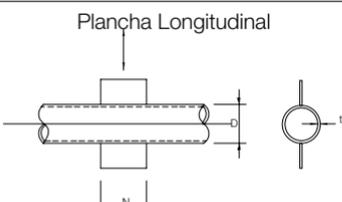
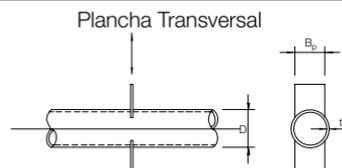
Tipo de Conexión	Resistencia Nominal de la Conexión
<p>Plancha Longitudinal</p> 	<p>$\beta \leq 0.85$ Criterio: Plastificación de la Pared del Cordón</p> $R_n = \frac{F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left(\frac{2N}{B} + 4\sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right)$
<p>Plancha Transversal</p>  <p>donde $\beta = \frac{B_p}{B}$</p>	<p>$\beta = 1.0$ Criterio: Resistencia de la Pared del Tubo</p> <p>Tracción y Compresión: $R_n = 2F_{yt} [5k + N]$ Compresión en Conexiones T:</p> $R_n = 1.6t^2 \left[1 + \frac{3N}{H - 3t} \right] \sqrt{EF_y} Q_f$ <p>Compresión en Conexiones Cruciformes:</p> $R_n = \frac{48t^3}{H - 3t} \sqrt{EF_y} Q_f$ <p>$0.85 \leq \beta \leq 1 - 2t/B$ Criterio: Falla corte por punzonamiento</p> $R_n = 0.6 F_y t [2t_p + 2B_{ep}]$ <p>Todo β Criterio: distribución de carga no uniforme</p> $R_n = \frac{10}{B/t} F_y t B_p \leq F_{yp} t_p B_p$
Funciones y Rango de Validez	
<p>$\frac{B}{t} \leq 35$ para paredes de tubos cargados transversalmente</p> <p>≤ 40 para conexiones longitudinales</p> <p>$0.25 < \frac{B_p}{B} \leq 1.0$ para conexiones transversales</p> <p>$B_{ep} = \frac{10B_p}{B/t}$ but $\leq B_p$</p> <p>$k =$ radio de doblado exterior en tubos rectangulares 1.5t</p> <p>$Q_t = 1.0$ (cordón en compresión, para conexiones transversales)</p> <p>$Q_f = 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta}$ but ≤ 1.0 (Cordón en compresión, para conexiones transversales)</p> <p>$Q_f = \sqrt{1 - U^2}$ (para conexiones longitudinales)</p>	

TABLA C-K 1.1 (b)
Resistencia Nominal de Conexiones
Plancha –Tubo Redondo

Resistencia Nominal de la Conexión			
Tipo de Conexión	Carga Axial	Flexión en el Plano	Flexión fuera del Plano
Plancha Longitudinal 	Plastificación Cordon $R_n = 5.5F_y t^2 \left(1 + 0.25 \frac{N}{D} \right) Q_f$	$M_n = NR_n$	—
Plancha Transversal 	$R_n = F_y t^2 \left(\frac{5.5}{1 - 0.81 \frac{B_p}{D}} \right) Q_f$	—	$M_n = 0.5 B_p R_n$
Funciones y Rangos de Validez			
$\frac{D}{t} \leq 50$ para conexiones T y ≤ 40 para conexiones cruz $0.2 < \frac{B_p}{D} \leq 1.0$ para conexiones transversales $Q_f = 1.0$ (cordón en tracción) $Q_f = 1.0 - 0.3U(1+U)$ pero ≤ 1.0 (cordón en compresión)			

Las ecuaciones entregadas para las conexiones transversales plancha-tubo pueden ser adaptadas también para las conexiones de momento parcialmente restringidas viga ala ancha-tubo, al tratar las alas de la viga como un par de placas transversales e ignorando el alma de la viga. Para tales conexiones de viga de ala ancha, el momento de viga se produce por una par de fuerzas en las alas de la viga. La resistencia de flexión de la conexión es entonces entregada por la resistencia de la conexión plancha-tubo multiplicada por la distancia entre los centros de las alas de la viga. En la Tabla C-K1.1(a) no existe una verificación para el estado límite de plastificación de la pared del cordón por las conexiones transversales plancha-tubo rectangular, porque este no gobierna el diseño en los casos prácticos. Sin embargo, si existe una carga de compresión mayor en el tubo, como cuando se utiliza como una columna, uno debe percatarse de que esta carga de compresión en el miembro principal tiene un efecto negativo en la línea de fluencia del modo de falla de plastificación en la pared del cordón conector (vía el factor Q_f). En tal caso, el ingeniero estructural puede utilizar las recomendaciones de la Guía de Diseño 9 del CIDECT (Kurobane y otros, 2004).

4. **Carga Concentrada Distribuida Longitudinalmente en el Centro del Tubo y Actuando Perpendicular al Eje de la Sección**

Ver el comentario para la Sección K1.3.

5. **Carga Concentrada Distribuida Longitudinalmente en el Centro del Tubo, y Actuando Paralela al Eje de la Sección**

La Sección K1.5 se aplica a las conexiones de plancha longitudinales cargadas en corte. Estas recomendaciones están basadas en Sherman y Ales (1991), Sherman (1995a) y Sherman (1996) que investigaron un gran número de conexiones simples de marcos entre vigas de ala ancha y columnas de tubo rectangular, en que la carga transferida era predominantemente corte. Una revisión de costos también muestra que las conexiones de plancha y ángulos simples eran las más económicas, siendo las conexiones de doble ángulo y T soldada de filete las más caras. Las conexiones de plancha atravesada y T biselada soldada fueron algunos de los más caros (Sherman, 1995a). En un amplio rango de las conexiones ensayadas, se identificó sólo un estado límite para las columnas de tubo rectangular: la falla de corte por punzonamiento relacionado con la rotación extrema de la viga, cuando una placa de corte gruesa es unida a un tubo relativamente más delgado. Esta regla de diseño es válida provisto que la pared del tubo no clasifica como un elemento esbelto. También se ha realizado una extrapolación de la inecuación K1-10 para las columnas de tubo redondo, dado que las secciones de tubos redondo no clasifican como elementos esbeltos.

6. **Carga Axial Concentrada en el Extremo de un Tubo Rectangular con Plancha de Tapa**

En la Sección K1.6, se entregan dos estados límite para la resistencia de las paredes de tubos cuadrados y rectangulares con transferencia de carga a través de las planchas de tapa (o el ala de un trozo de T), como se muestra en la Figura C-K1.2. En general, el tubo rectangular puede tener dimensiones de $B \times H$, pero la ilustración muestra la longitud (o ancho) de apoyo, N , orientado para la distribución de carga lateral en la pared de dimensión B . Se puede suponer una distribución conservadora de la pendiente de 2.5:1 para cada cara del alma de la T (Wardenier y otros, 1991; Kitipornchai y Traves, 1989), que produce un ancho de la carga distribuida de $(5t_p + N) \geq B$. Si esto es menor que B , sólo las dos paredes laterales de dimensión B son efectivas para resistir la carga, e incluso ellas solamente serán parcialmente efectivas. Si $(5t_p + N) \geq B$, las cuatro paredes del tubo rectangular serán activadas, y todo será completamente efectivo; sin embargo, la plancha de tapa (o el ala de un trozo de T) debe ser suficientemente gruesa para que esto ocurra. En las Ecuaciones K1-11 y K1-12 el tamaño de cualquier pie de soldadura ha sido conservadoramente ignorado. Si el tamaño del pie de soldadura es conocido, es aceptable suponer la distribución de carga desde los pies de las soldaduras. El mismo modelo de distribución de carga mostrado en la Figura C-K1.2 puede ser aplicado para las conexiones de tubo redondo-plancha de tapa.

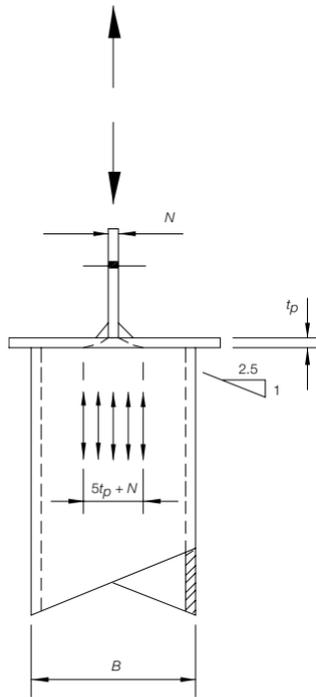


Figura C-K1.2. Distribución de una carga concentrada a través de la plancha de tapa.

K2. CONEXIONES DE TUBOS EN ENREJADOS

La clasificación de las conexiones de tubos de tipo enrejado tales como las conexiones en K (que incluyen las N), Y (que incluyen las T) o en cruz (también conocidas como X), están basadas en el método de transferencia de fuerza en la conexión, no en la apariencia física de la conexión. Ejemplos de tal clasificación se muestran en la Figura C-K2.1.

Como se menciona en la Sección K2, cuando las ramas transmiten parte de su carga como conexiones K y parte de su carga como conexiones en T, Y o cruz, el ajuste de cada rama es determinado por interacción lineal de la porción de la carga de rama involucrada en cada tipo de transferencia de carga. Una conexión en K, mostrada en la Figura C-K2.1(b), ilustra que las componentes de fuerza de rama normales al cordón pueden diferir hasta un 20% y aun así se puede estimar que exhiben un comportamiento de conexión en K. Esto es para considerar pequeñas variaciones en las fuerzas de rama a lo largo de un enrejado típico, causado por una serie de cargas puntuales del panel. Sin embargo, la conexión N en la Figura C-K2.1(c) posee una razón de componentes de fuerza de rama normales al cordón de 2:1. En este caso, la conexión es analizada tanto como una conexión en K (con fuerzas de rama balanceadas) y como una conexión en cruz (o X) puras (debido a que el resto de la carga de rama diagonal se transfiere a través de la conexión), tal como se muestra en la Figura C-K2.2. La siguiente verificación debe realizarse también para la rama diagonal en tracción en esa conexión:

$$(0.5 P \sin \theta / \text{resistencia disponible en la conexión en K}) + (0.5 P \sin \theta / \text{resistencia disponible en la conexión en cruz}) \leq 1.0$$

Cuando el tamaño de la excentricidad en una conexión en K (o en N) con excentricidad [por ejemplo, Figura C-K2.1(a)] se torna larga y excede el límite de excentricidad, la “conexión en K” debe ser tratada como dos conexiones en Y independientes. En conexiones en cruz, tal como se muestra en Figura C-K2.1(e), donde las ramas están cerca una de otra o se traslapan, la “huella” combinada de las dos ramas puede ser tomada como el área cargada en el cordón. En las conexiones en K tales como la Figura C-K2.1(d), donde una rama tiene muy poco o nada de carga, la conexión puede ser tratada como una conexión en Y, tal como se muestra.

El diseño de las conexiones tubulares soldadas está basado en los estados límite potenciales que pueden surgir en una geometría y sollicitación de conexión en particular, que a la vez representan posibles modos de falla que pueden ocurrir dentro de ciertos límites de aplicación preestablecidos.

Algunos modos de falla típicos para conexiones de tipo enrejado, para el caso de tubos rectangulares, se entregan en la Figura C-K2.3.

1. Definición de Parámetros

Algunos parámetros se definen en la Figura C-K1.1.

2. Criterio para Tubos Redondos

Los límites de validez en la Sección K2.2(a) representan generalmente el rango de parámetros sobre los cuales las ecuaciones han sido verificadas mediante experimentos. Las siguientes limitaciones requieren una explicación:

- (2) El ángulo de rama mínimo es un límite práctico para una buena fabricación. Ángulos de rama menores son posibles de alcanzar, pero se debe alcanzar un acuerdo previo con el fabricante.
- (5) El límite de esbeltez de pared para la rama en compresión es una restricción que previene una reducción en la resistencia de la conexión por pandeo local de la rama.
- (6) El límite mínimo de la razón de ancho para conexiones en K con excentricidad ha sido añadida en esta Especificación como precaución, porque Packer (2004) demostró que para razones de ancho menores a 0.4, la Ecuación K2-6 puede ser potencialmente no conservadora cuando es contrastada con las ecuaciones propuestas para el diseño de tales conexiones por el Instituto Americano del Petróleo API (API. 1993).

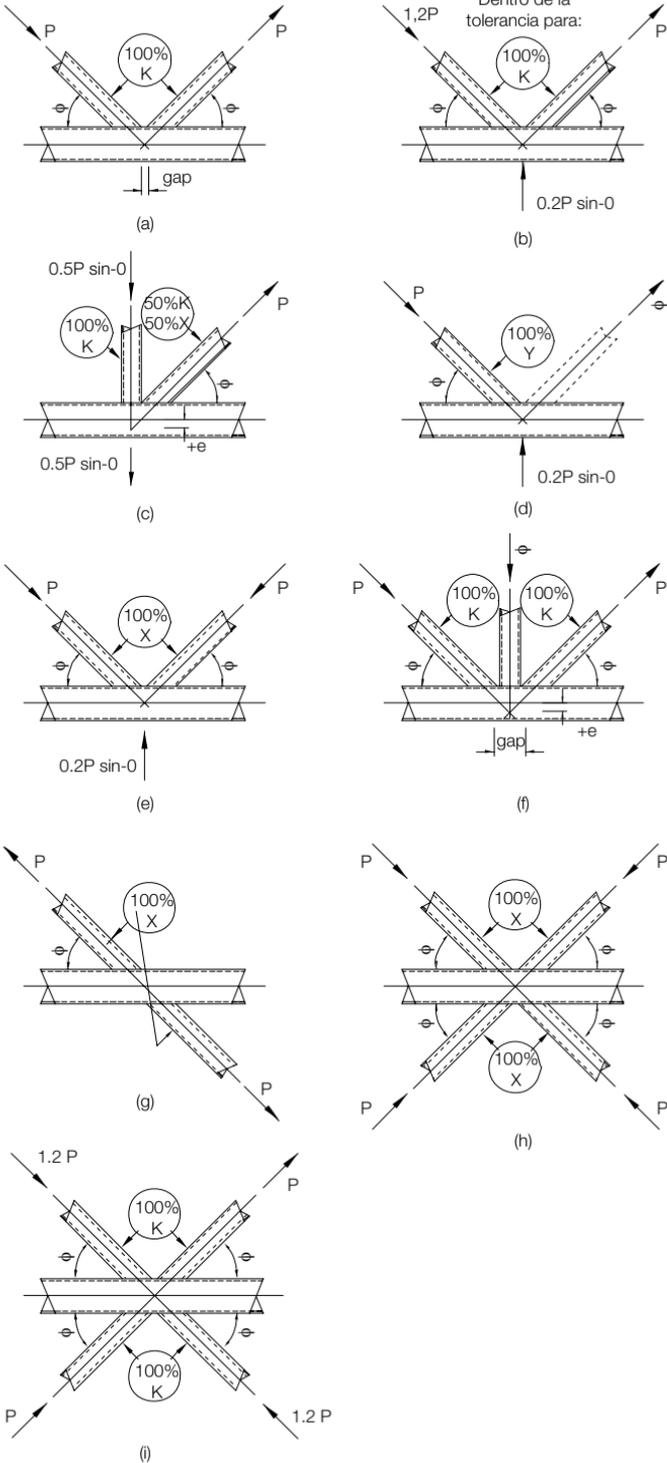


Figura C-K2.1. Ejemplos de clasificación de conexión tubular.

- (7) La restricción en el tamaño mínimo de excentricidad es solamente estipulada para que se encuentre disponible un espacio adecuado para permitir que se desempeñe satisfactoriamente la soldadura en los pies de las ramas.
- (8) La restricción en el tamaño mínimo de traslape es aplicada para que exista una interconexión adecuada de las ramas, para permitir la transferencia de corte efectiva desde una rama hacia la otra.

Las disposiciones entregadas en las Secciones K2.2b y K2.2c están basadas, con la excepción de la disposición de corte por punzonamiento, en expresiones semi-empíricas de la “resistencia característica”, que poseen una confiabilidad de 95%, tomando en cuenta la variación en los resultados experimentales así como también las variaciones típicas en las propiedades mecánicas y geométricas. Estas expresiones de “resistencia característica” son después multiplicadas por los factores de resistencia para LRFD o divididas por los factores de seguridad para ASD de manera de permitir un modo de falla relevante. En el caso del modo de falla de plastificación del cordón se aplica un factor ϕ de 0.9 y un factor Ω de 1.67, mientras que en el caso de punzonamiento se aplica un factor ϕ de 0.95 y un factor Ω de 1.58. El último factor ϕ es 1.0 (equivalente a Ω de 1.50) en muchas recomendaciones o especificaciones [por ejemplo, IIW (1989), Packer y Henderson (1997), y Wardenier y otros (1991)] para reflejar el gran grado de resistencia de reserva más allá de la expresión analítica de resistencia nominal, que está basado en la resistencia de fluencia por corte (en vez de resistencia última) del material. Sin embargo, en esta Especificación se aplica un factor ϕ de 0.95 o un factor Ω de 1.58 para mantener la consistencia con los factores de modos de falla similares en la Sección K2.3. La resistencia de falla por corte también ha sido tomada como $0.95(0.6F_y) = 0.57F_y$, y también en otras partes de la Sección K2 y K3, mientras que el IIW (1989) utiliza la formulación $1.0(F_y / \sqrt{3}) = 0.58F_y$, correspondiente a la resistencia de fluencia en corte de von Mises.

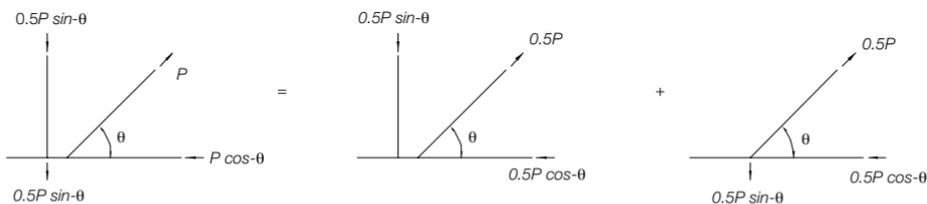


Figura C-K2.2. Verificación de la conexión en K con cargas desbalanceadas de rama.

Debería notarse que si la tensión última, F_u , fuese adoptada como la base para el criterio de fractura por punzonamiento, los factores ϕ y Ω acompañantes deberían ser 0.75 y 2.0 respectivamente, tal como en otras partes de esta Especificación. Entonces, la expresión $0.75(0.6F_u) = 0.45F_u$ entregaría un valor muy similar al de la expresión $0.95(0.6F_y) = 0.57F_y$, y de hecho la última expresión es aún más conservadora para tubos con razones nominales especificadas F_y/F_u menores que 0.79. La Ecuación K2-4 no necesita ser verificada cuando $\beta > (1-1/\gamma)$ porque este es el límite físico al cual la rama puede punzonar hacia dentro (o hacia fuera) al tubo principal.

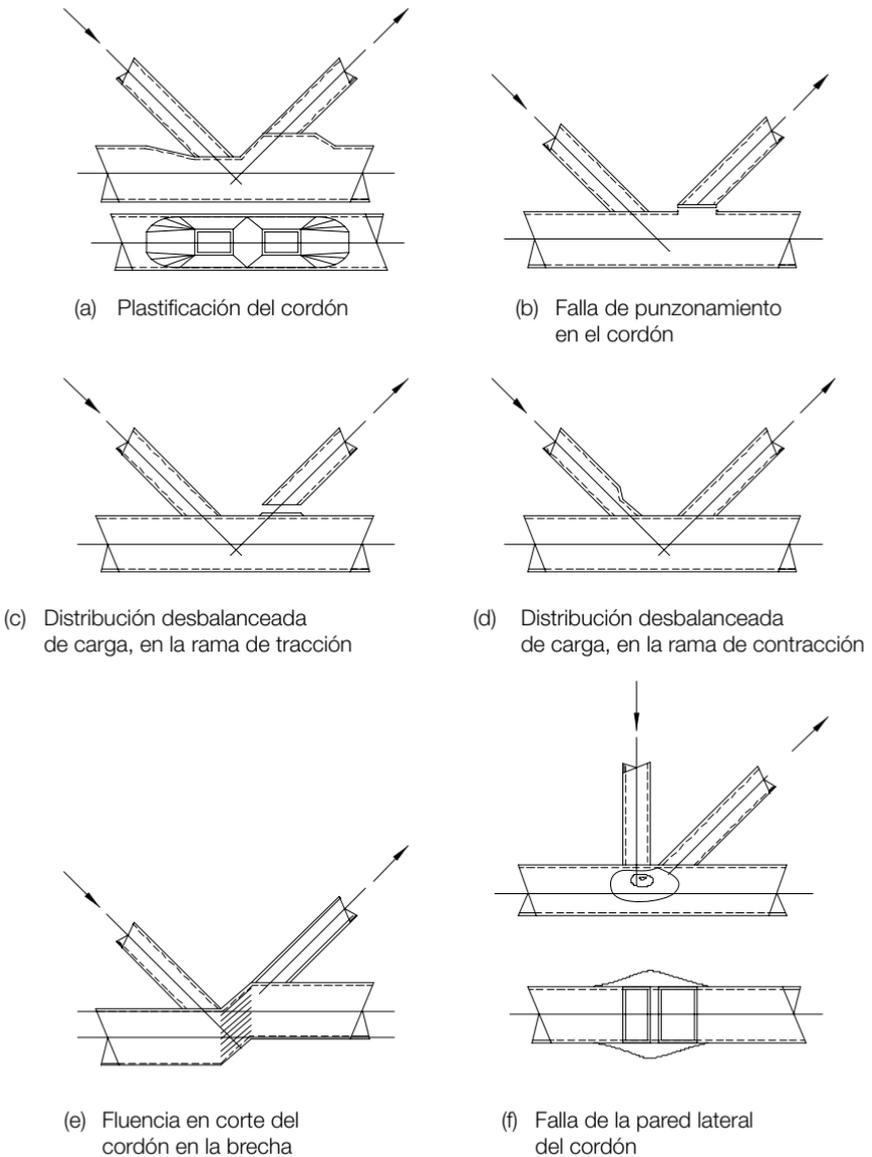


Figura C-K2.3. Estados límite típicos para conexiones tubo-tubo en enrejados.

Con tubos redondos en conexiones K cargadas axialmente, el tamaño de la rama en compresión domina la determinación de la resistencia de conexión. Por lo tanto, el término D_b en la Ecuación K2-6 pertenece solamente a la rama en compresión y no es un promedio para las dos ramas. Así, si se requiere de la resistencia de conexión expresada como una fuerza en la rama en tracción, se puede resolver la respuesta desde la Ecuación K2-6 en la dirección de la rama en tracción, utilizando la Ecuación K2-8. Esto significa que no es necesario repetir un cálculo similar a la Ecuación K2-6 con D_b como la rama en tracción. Notar que la Sección K2.2c trata con ramas con sollicitación axial solamente. Esto es debido a que sólo deben existir fuerzas axiales en las ramas de una conexión K

plana típica si el análisis estructural del enrejado se desarrollado de acuerdo con uno de los métodos recomendados, que son:

- (i) análisis utilizando uniones rotuladas; o
- (ii) análisis utilizando miembros de alma conectados mediante rótulas a cordones continuos, tal como se muestra en la Figura C-K2.4.

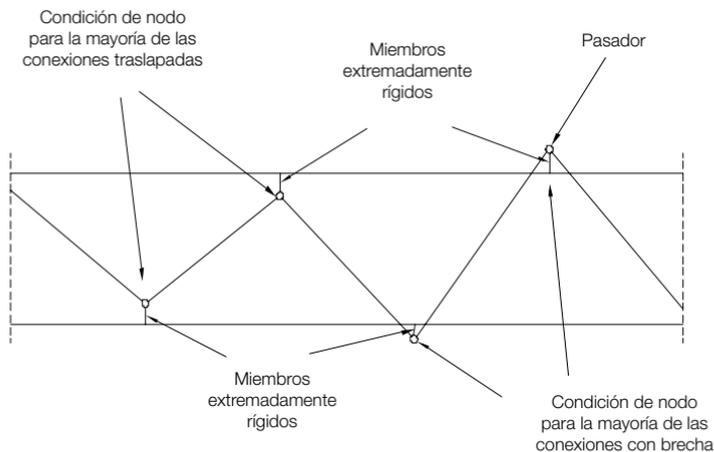


Figura C-K2.4. Hipótesis en la modelación utilizando miembros de alma conectados por pasadores a los cordones continuos.

3. Criterio para Tubos Rectangulares

Los límites de validez en la Sección K2.3a representan generalmente el rango de parámetro sobre el cual las disposiciones de diseño han sido verificadas en experimentos. También han sido fijados para eliminar la ocurrencia de ciertos modos de falla para tipos particulares de conexiones, de manera de hacer más fácil el diseño de la conexión. Las siguientes restricciones de la Sección K2.3a requieren una explicación:

- (2) El ángulo de rama mínimo es otro límite práctico de fabricación. Es posible lograr ángulos de rama menores, pero se debe acordar previamente con el fabricante.
- (8) La restricción en el tamaño mínimo de traslape es aplicado para asegurar que exista una interconexión adecuada de las ramas, que permitan una transferencia efectiva de corte desde una rama hacia la otra.

La restricción en la razón de excentricidad mínima en la Sección K2.3c es una modificación del IIW (1989), de acuerdo con Packer y Henderson (1997), por motivos prácticos. El tamaño mínimo de excentricidad, g , se especifica solamente de manera que esté disponible un espacio adecuado para permitir que los pies de las ramas sean soldados satisfactoriamente.

La Ecuación K2-13 representa una solución analítica de la línea de fluencia para flexión de la cara de la cuerda conectora. Esta ecuación de resistencia nominal sirve para limitar las deformaciones de conexión y se conoce por ser bastante menor a la resistencia última de la conexión. Un factor ϕ y Ω de 1.0 y 1.5, respectivamente resulta apropiado. Cuando el ancho de rama excede de 0.85 veces el ancho del cordón, este mecanismo de falla de línea de fluencia resultará en una carga de diseño no crítica.

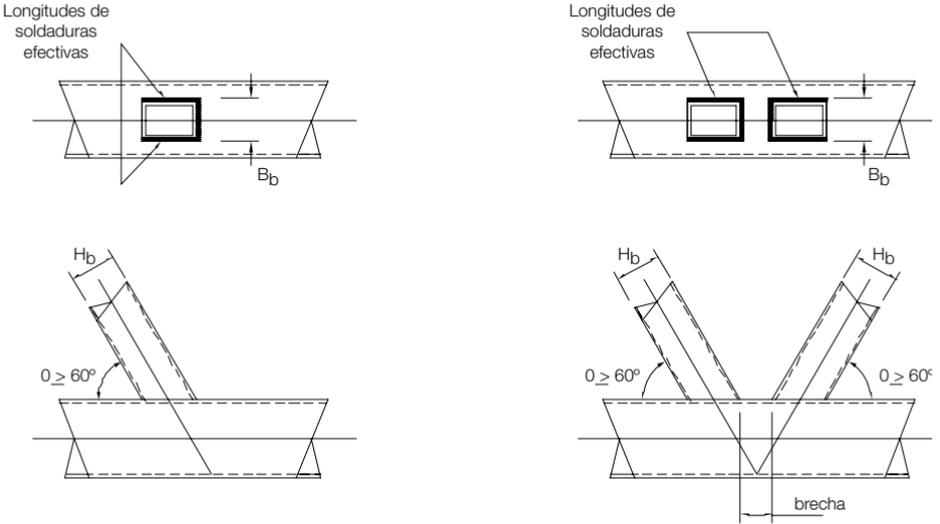


Figura C-K2.5. Longitudes de soldadura efectivas para conexiones particulares con tubo rectangular.

El estado límite de punzonamiento, evidente en las Ecuaciones K2-14 y K2-21, está basado en el corte efectivo de punzonamiento que se produce en el perímetro alrededor de la rama, siendo el perímetro total de la rama el límite superior de esta longitud. El término β_{eop} representa la razón de ancho de la cara del cordón afectada por el punzonamiento efectivo, adyacente a una (Ecuación K2-21) o dos (Ecuación K2-14) paredes de rama transversales al eje del cordón. Este término β_{eop} incorpora un factor ϕ y Ω de 0.8 y 1.88 respectivamente. Dado que se aplica generalmente a una dimensión de la huella de la rama rectangular, fue estimado por la AWS para hacerlo similar a los factores globales ϕ y Ω de 0.95 y 1.58 para toda la expresión, de esta manera, la expresión para punzonamiento fue implementada en la AWS (2004) con un factor ϕ total de 0.95. Estos factores ϕ y Ω de 0.95 y 1.58 respectivamente han sido llevados a esta Especificación y este tema es discutido en extenso en la Sección K2.2. Las notas posteriores a las Ecuaciones K2-14 y K2-21 indican cuando este modo de falla es físicamente imposible o no-crítico. En particular, hay que notar que la Ecuación K2-21 es no-crítica para ramas de tubo cuadrado.

La Ecuación K2-15 está generalmente de acuerdo con el estado límite dado en el IIW (1989), pero con el término k [sencillamente t en IIW (1989)] modificado para que sea compatible con la Ecuación K1-4, que en definitiva es deducido de las cargas de miembros de perfil I. Las Ecuaciones K2-16 y K2-17 están en un formato diferente al utilizado internacionalmente [por ejemplo, IIW (1989)] para este estado límite y son únicos para esta Especificación, siendo reproducidos por las Ecuaciones K1-5 y K1-6, junto con los factores ϕ y Ω asociados. Estas últimas ecuaciones resultan así versiones tubulares (para dos almas) de las ecuaciones para miembros de perfil I con una sola alma.

El estado límite de “distribución desbalanceada de carga”, que se manifiesta por pandeo local de la rama en compresión o falla por fluencia prematura en la rama en tracción, representadas por las Ecuaciones K2-18 y K2-22, es verificado al sumar las áreas efecti-

vas de los cuatro lados de la rama. Para conexiones en T, Y y cruz, las dos paredes de la rama transversales al cordón son proclives a ser sólo efectivas parcialmente (Ecuación K2-18), mientras que para conexiones en K con excentricidad una pared de la rama transversal al cordón es proclive a ser sólo efectiva parcialmente (Ecuación K2-22). Esta efectividad reducida es principalmente un resultado de la flexibilidad en la cara de conexión del cordón, tal como se incorporaron en las Ecuaciones K2-19 y K2-23. El término de ancho efectivo b_{eoi} ha sido deducido por investigación en conexiones de plancha transversal-tubo (como se menciona más abajo para conexiones en K traslapadas) e incorpora un factor ϕ de 0.8 y un factor Ω de 1.88. Aplicando la misma lógica descrita anteriormente para el estado límite de punzonamiento, factores global ϕ y Ω de 0.95 y 1.58 respectivamente fueron adoptados en la AWS D1.1 (AWS, 2004), y esto se ha traído a esta Especificación [aunque, como se menciona anteriormente, un factor ϕ de 1.0 es utilizado en IIW (1989)].

Para conexiones en T, Y y cruz, con $\beta \leq 0.85$, la resistencia de la conexión se determina solamente por la Ecuación K2-13.

Para conexiones en K con excentricidad cargadas axialmente, la plastificación de la cara conectora del cordón bajo la acción de “empujar-tirar” (*push-pull*) de las ramas es lejos el modo de falla predominante y crítico. Por cierto, si todos los tubos son cuadrados, este modo de falla es crítico y la Ecuación K2-20 es la única que debe ser revisada. Esta Ecuación para la plastificación de la cara del cordón es una expresión semi-empírica de la “resistencia característica”, que posee una confiabilidad de 95%, que toma en cuenta la variación en los resultados experimentales así como también las variaciones típicas en las propiedades mecánicas y geométricas. La Ecuación K2-20 es así multiplicada por el factor de resistencia para LRFD o dividida por el factor de seguridad para ASD para expresar entonces el modo de falla con un adecuado margen de seguridad. Una calibración de confiabilidad (Packer, Birkemoe y Tucker, 1984) para esta ecuación, utilizando la base de datos de 263 conexiones en K con excentricidad y la expresión exponencial para el factor de resistencia (con un índice de seguridad de 3.0 y un coeficiente de separación de 0.55) resulta en un factor ϕ de 0.89 (factor Ω de 1.69), mientras se imponen los límites de validez para los parámetros. Ya que este modo de falla domina la base de datos de ensayos, no existen suficientes datos de ensayos que respalden la calibración de las Ecuaciones K2-21 y K2-22.

Para el estado límite de fluencia por corte del cordón, en la zona excéntrica de conexiones K, la Sección K2.3c(c) difiere de las prácticas internacionales [por ejemplo, IIW (1989)] pero recomienda la aplicación de otra sección de esta Especificación, la Sección G5. Este estado límite necesita ser verificado solamente si el cordón es rectangular (en otras palabras, no cuadrado) y se encuentra orientado de manera que la pared más corta de la sección del cordón caiga en el plano del enrejado, de manera tal de proveer una condición de corte en el cordón más crítica debido a las “almas” cortas. La carga axial presente en la región de la excentricidad del cordón puede tener una influencia en la capacidad de corte de las almas del cordón en la región de la excentricidad.

Para conexiones en K, el alcance cubre tanto las conexiones con excentricidad y las traslapadas, aunque la última es generalmente más difícil y más cara de fabricar que las conexiones K con excentricidad. Sin embargo, la conexión traslapada generalmente producirá una conexión con alta resistencia estática, un enrejado más rígido y una conexión

con una alta resistencia a la fatiga, que su contraparte con excentricidad. Es preciso notar que las Secciones K2.3c y K2.3d tratan las ramas solicitadas por carga axial solamente. Esto es debido a que sólo debe haber cargas axiales en las ramas de una conexión en K plana típica si el análisis estructural de enrejado es desarrollado de acuerdo con uno de los siguientes métodos recomendados, que son:

- (i) análisis utilizando uniones rotuladas; o
- (ii) análisis utilizando miembros de alma conectados con rótulas a cordones continuos, tal como se muestra en la Figura C-K2.4.

Para tubos rectangulares, el modo de falla que debe ser considerado solamente para el diseño de conexiones traslapadas es el estado límite de “distribución desbalanceada de carga” en las ramas, manifestado tanto por pandeo local de la rama en compresión como por falla de fluencia prematura en la rama en tracción. El procedimiento de diseño supone que una rama es soldada solamente al cordón y, por lo tanto, tiene un corte simple en su extremo. Esto puede ser considerado como una “buena práctica” y el “miembro que atraviesa” se define como el miembro traslapado. Para traslapes de menos de 100%, la otra rama es entonces doblemente cortada en sus extremos y soldada a la rama que atraviesa como también al cordón. La rama que se selecciona para ser la “rama que atraviesa” o miembro traslapado debe ser la que tiene el mayor ancho total. Si ambas ramas tienen el mismo ancho, la rama más gruesa debe ser la rama traslapada. Se han establecido límites en varios parámetros de conexión para conseguir un modo de falla simple de ser controlado (y no tener, por ejemplo, falla por una rama que empuje o hale de la otra rama), incluyendo el ancho y el espesor relativos de las dos ramas. El párrafo precedente sobre la fabricación con tubos rectangulares también se refiere a las conexiones en K traslapadas en tubos redondos, pero lo último involucra un perfilado más complicado de los extremos de rama si se pretende entregar un buen ajuste de montura.

Los cálculos de las conexiones en K traslapadas de tubos rectangulares (Ecuaciones K2-24, K2-25 y K2-26) se realizan inicialmente sólo para la rama de traslape, sin considerar si está sujeta a tracción o a compresión, y luego la resistencia de la rama traslapada es determinada de la rama de traslape. Las ecuaciones para la resistencia de la conexión, expresadas como una fuerza en una rama, están basadas en las contribuciones de transferencia de carga de las cuatro paredes de la rama que traslapa y siguen las recomendaciones de diseño del Instituto Internacional de Soldado (IIW, 1989; Packer y Henderson, 1997; AWS, 2004). Los anchos efectivos de las paredes de la rama que traslapa, transversales al cordón (b_{eoi} y b_{eov}) dependen de la flexibilidad de la superficie en la que caen, y son derivadas de las medidas del ancho efectivo plancha-tubo (Rolloos, 1969; Wardenier, Davies y Stolle, 1981; Davies y Packer, 1982). La constante de 10 en los términos de b_{eoi} y b_{eov} ya ha sido reducida a partir de valores determinados en ensayos e incorpora un factor ϕ de 0.80 o un factor Ω de 1.88 en esos términos. Se aplica la misma lógica descrita arriba para el estado límite de punzonamiento en conexiones en T, Y y cruz, adoptando un factor ϕ de 0.95 o un factor Ω de 1.58 según la AWS D1.1, y esto mismo ha sido traído a esta Especificación [aunque como se menciona previamente un factor ϕ de 1.0 es utilizado por el IIW (1989)].

La aplicabilidad de las Ecuaciones K2-24, K2-25 y K2-26 depende de la cantidad de traslape, O_v , donde $O_v = (q/p) \times 100\%$. Es importante destacar que p es la longitud proyectada (o huella imaginaria) de la rama que traslapa en la cara conectora del cordón,

aunque no tenga contacto físico con el cordón. Además, q es la longitud traslapada medida a lo largo de la cara conectora del cordón por debajo de la región de traslape de las ramas. Esto está ilustrado en la Figura C-K1.1.

Un traslape máximo de 100% ocurre cuando una rama se monta completamente sobre la otra rama. En tales casos, la rama que traslapa es, en ocasiones, movida ligeramente hacia arriba de la rama traslapada de manera que el talón de la rama que traslapa pueda ser soldado con filete a la cara de la rama traslapada. Si la conexión se fabrica de esta manera, se crea un traslape un poco mayor al 100%. En tales casos, la resistencia de la conexión para la conexión de un tubo rectangular puede ser calculada por la Ecuación K2-26 pero con el término B_{bi} reemplazado por otro término b_{eob} . Además, con respecto a los detalles de soldado, se ha encontrado experimentalmente que es admisible que se realice solamente una soldadura de punto en el “pie escondido” de la rama traslapada, permitiendo que las componentes de las dos fuerzas de ramas normales al cordón se balanceen substancialmente uno con otro. El “pie escondido” debe ser soldado completamente al cordón si los componentes normales de las dos fuerzas de rama difieren en más de 20%. Cuando los componentes de las dos fuerzas de rama normales al cordón difieren significativamente, la conexión debe ser verificada también para comportarse como una conexión en T, Y o cruz, utilizando la huella combinada y la fuerza neta normal al cordón (ver la Figura C-K2.1).

El diseño de las “Soldaduras de Ramas” puede ser desarrollado de dos maneras:

- (a) Las soldaduras pueden ser dimensionadas para desarrollar la capacidad de la pared de la rama conectada, en todos los puntos a lo largo de la longitud de la soldadura. Esto puede ser apropiado si la sollicitación de rama es compleja o no es conocida por el diseñador de soldaduras. Las soldaduras dimensionadas de esta manera representan un límite superior del tamaño de soldadura requerida y puede ser excesivamente conservador en algunas situaciones.
- (b) Las soldaduras pueden ser diseñadas como “ajustadas según su propósito”, para resistir las fuerzas de rama que se conocen típicamente en conexiones tipo enrejado de tubos. Muchos miembros de alma tubulares poseen bajas cargas axiales, por una variedad de posibles razones, y en aquellas situaciones esta filosofía de diseño de soldadura es ideal. Sin embargo, se debe tomar en cuenta la sollicitación no-uniforme del perímetro de soldadura debido a la flexibilidad de la cara conectora del tubo utilizando longitudes de soldadura efectivas. En la Sección K2.3e se entregan longitudes efectivas apropiadas para varias conexiones de tubo rectangular solicitadas axialmente por ramas. Estas disposiciones son similares a aquellas entregadas en la AWS (2004) y están basadas en ensayos de escala real de enrejados con conexión de tubo en los cuales se estudió las fallas de la soldadura (Frater y Packer, 1992; 1992a; Packer y Cassidy, 1995). Aun así se obtiene una confiabilidad adecuada con las expresiones de longitud efectiva entregadas si se utiliza el aumento de resistencia direccional permitido con soldaduras de filete (Packer, 1995). Ejemplos de uniones soldadas en las cuales las longitudes efectivas de soldadura sean menores que 100% de la longitud total de soldadura se muestran en la Figura C-K2.5. La mayoría de los enrejados tubulares poseen miembros de alma inclinados en dirección de los cordones con ángulos menores a 50° , en cuyo caso la longitud de soldadura alrededor de cada perímetro de rama en una conexión K debe ser 100% efectiva, como se puede observar de la Ecuación K2-31. Una advertencia similar a la entregada en la Sección K2.3e se repite en la Sección K1.3b para las soldaduras en placas transversales unidas a tubos rectangulares.

K3. CONEXIONES DE MOMENTO TUBO-TUBO

La Sección K3 sobre conexiones tubo-tubo solicitadas por momentos es aplicable para marcos con conexiones de momento parciales o completas, tales como vigas Vierendeel. Las disposiciones de la Sección K3 no son aplicables para enrejados planos típicos (los que son cubiertos por la Sección K2), puesto que este debe ser analizado de manera que no resulten momentos de flexión en los miembros de alma (ver el Comentario de la Sección K2). En consecuencia, las conexiones en K con carga de momento en las ramas no están cubiertas por esta Especificación.

Hay muy pocos ensayos disponibles para conexiones de momento tubo-tubo comparados con los de conexiones en T, Y, cruz y K cargados axialmente. Por lo tanto, los estados límite que controlan y deben ser verificados en conexiones cargadas axialmente, se han utilizado como base de los posibles estados límite en conexiones con carga de momento. De esta forma, el criterio de diseño para conexiones de momento para tubos redondos está basado en los estados límite de plastificación del cordón y falla por punzonamiento, con factores ϕ y Ω consistentes con la Sección K2, mientras que el diseño para conexiones de momento para tubos rectangulares está basado en los estados límite de plastificación de la cara de conexión del cordón, aplastamiento de la pared lateral del cordón, distribución desbalanceada de carga y falla por distorsión del cordón, con factores ϕ y Ω consistentes con la Sección K2. El modo de “falla por distorsión del cordón” es aplicable solamente para conexiones T con tubos rectangulares con un momento de flexión fuera del plano en la rama. Se puede prevenir la distorsión romboidal en la rama utilizando atiesadores o diafragmas para mantener la forma rectangular de la sección del cordón. Los límites de aplicación de las ecuaciones en la Sección K3 son reproducidos principalmente de la Sección K2. La base para estas ecuaciones en la Sección K3 es el Eurocódigo 3 (2002), que representa una de las especificaciones o recomendaciones de consenso más actualizadas sobre conexiones soldadas tubo-tubo. Las ecuaciones en la Sección K3 también han sido adoptadas en la Guía de Diseño No.9 de CIDECT (Kurobane y otros, 2004).

CAPÍTULO L

DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

L1. DISPOSICIONES GENERALES

Los estados límite de servicio son condiciones en las cuales las funciones de una edificación son afectadas por daño local, deterioro o deformación de componentes de la edificación, o falta de comodidad de los ocupantes. Si bien los estados límite de servicio generalmente no involucran el colapso de una edificación, la pérdida de vidas o lesiones, pueden afectar seriamente su utilidad e implicar reparaciones costosas u otras consecuencias económicas. Las disposiciones de servicio son esenciales para lograr un desempeño adecuado de los sistemas estructurales de una edificación. La falta de atención a las condiciones de servicio puede derivar en estructuras excesivamente flexibles o, dicho de otra forma, estructuras que se comportan de manera inaceptable bajo condiciones de servicio.

Los tres tipos generales de comportamiento estructural que son indicativos de condiciones de servicio afectadas en las estructuras de acero son:

- (1) Deformaciones o rotaciones excesivas que pueden afectar la apariencia, función o drenaje del edificio o que pueden causar transferencia de carga dañina a componentes y agregados no estructurales.
- (2) Vibraciones excesivas producidas por las actividades de los ocupantes del edificio, equipamiento mecánico o por efecto del viento, los cuales pueden causar incomodidad a los ocupantes o mal funcionamiento del equipamiento de servicio del edificio; y
- (3) Daño local excesivo (fluencia local, pandeo, deslizamiento o agrietamiento) o deterioro (desgaste, corrosión y decoloración) durante la vida de servicio de la estructura.

Los estados límite de servicio dependen de la ocupación o función de la edificación, de las percepciones de sus ocupantes, y del tipo de sistema estructural. Valores límite de comportamiento estructural tendientes a proveer niveles adecuados de condiciones de servicio debieran ser determinados por un equipo formado por el dueño/inmobiliaria del edificio, el arquitecto y el ingeniero estructural luego de un cuidadoso análisis de todos los requerimientos y restricciones funcionales y económicos. En la determinación de los límites de servicio, el equipo debiera tomar en cuenta que los ocupantes de la edificación son capaces de percibir deformaciones estructurales, movimientos, agrietamiento u otras señales de peligro a niveles que son mucho menores que aquellos que indicarían daño estructural inminente o falla. Dichas señales de peligro pueden ser vistas como un indicador de que la edificación es insegura y reducir su valor económico, y por lo tanto, deben ser considerados al momento de proyectarla.

Las cargas de servicio que puede ser necesario tener en consideración para evaluar condiciones de servicio incluyen: (1) cargas estáticas de los ocupantes, nieve o lluvia en el techo, o fluctuaciones de temperatura; y (2) cargas dinámicas producto de actividades

humanas, efectos de viento operación de equipos mecánicos y de servicio del edificio, o tráfico cercano a la edificación. Las cargas de servicio son cargas que actúan sobre la estructura en un instante arbitrario en el tiempo y pueden ser sólo una fracción de la carga nominal correspondiente. La respuesta de la estructura a cargas de servicio generalmente puede ser analizada suponiendo un comportamiento elástico. Aquellos miembros que acumulen deformaciones residuales bajo cargas de servicio puede ser necesario examinarlos respecto a este comportamiento de largo plazo.

Los estados límite de servicio y combinaciones de carga apropiadas para evaluar conformidad a los requisitos de servicio pueden ser encontrados en ASCE 7, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Apéndice B, y el comentario del Apéndice B (ASCE, 2002).

L2. CONTRAFLECHA

La contraflecha se especifica frecuentemente cuando se desea obtener una superficie a nivel bajo *cargas permanentes*, por razones de apariencia o alineamiento con otro trabajo. En circunstancias normales la contraflecha no previene en absoluto deformación excesiva o vibración. La contraflecha en enrejados, se consigue normalmente mediante ajuste de los largos de los elementos, previo a la ejecución de las conexiones. En el caso de vigas, se consigue normalmente mediante calentamiento controlado de partes seleccionadas de ellas o por doblado en frío, o ambas. Los diseñadores deben estar concientes de los límites prácticos que se aplican en las prácticas normales de fabricación y montaje. El *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2005) entrega tolerancias en contraflechas reales y recomienda que toda contraflecha sea medida en el lugar de fabricación en miembros no cargados, de acuerdo con las pautas generales. Mayor información sobre contraflechas puede ser encontrada en Ricker (1989).

L3. DEFORMACIONES

Las deformaciones verticales excesivas y la falta de alineamiento surgen principalmente de 3 fuentes: (1) cargas gravitacionales, tales como cargas muertas, vivas y de nieve; (2) efectos de temperatura, fluencia lenta y asentamientos diferenciales; y (3) errores y tolerancias de construcción. Tales deformaciones pueden ser visualmente objetables; producir agrietamiento, pérdida de recubrimiento exterior o separación en puertas, ventanas y sellos; y causar daño a componentes interiores o terminaciones. Los límites de deformación apropiados dependerán del tipo de estructura, detallamiento y uso deseado (Galambos y Ellingwood, 1986). Históricamente, los límites comunes para miembros horizontales han sido $1/360$ de la luz para pisos sujetos a carga viva reducida y $1/240$ de la luz para miembros de techo. Deformaciones del orden de $1/300$ de la luz (para voladizos, $1/150$ del largo) son visibles y pueden llevar a daño arquitectónico o pérdida de recubrimiento. Deformaciones mayores a $1/200$ de la luz pueden afectar la operación de componentes móviles como puertas, ventanas y tabiques deslizables.

Los límites de deformación dependen mucho de la función de la estructura y la naturaleza de la construcción que es soportada. Los límites tradicionales expresados como una fracción de la luz no debieran ser extrapolados más allá de la experiencia. Por ejemplo, el límite tradicional de $1/360$ de la luz funcionó bien para controlar grietas en cielos de yeso con luces comunes en la primera mitad del siglo veinte. Muchas estructuras con

mayor flexibilidad se han comportado satisfactoriamente con los ahora comunes, y más tolerantes, sistemas de cielo. Por otra parte, con la aparición de mayores luces estructurales, se han observado problemas de servicio con cielos de malla flexibles donde las deformaciones reales fueron mucho menores que $1/360$ de la luz, debido a que la distancia entre tabiques u otros elementos que pudieran interferir con la deformación del cielo son bastante menores que la luz del elemento estructural. El control adecuado de las deformaciones es un tema complejo que requiere de la aplicación cuidadosa del criterio profesional. West, Fisher y Griffis (2003) entregan una extensa discusión sobre los problemas.

Los cálculos de deformación para vigas compuestas debieran incluir un ajuste por deslizamiento, fluencia lenta y retracción (ver Comentario Sección I3.1).

En ciertos sistemas de piso de luz larga, puede ser necesario establecer un límite (independiente de la luz) en la deformación máxima para minimizar la posibilidad de dañar elementos no estructurales adyacentes (ISO, 1977). Por ejemplo, puede ocurrir daño a tabiques no resistentes a cargas si la deformación vertical excede más de alrededor de unos 10 mm, a menos que se tomen precauciones especiales para movimiento diferencial (Cooney y King, 1988); sin embargo, muchos componentes pueden y aceptan mayores deformaciones.

Las combinaciones de carga para verificar deformaciones estáticas pueden ser desarrolladas utilizando análisis de confianza de primer orden (Galambos y Ellingwood, 1986). Las pautas actuales de deformación estática para sistemas de piso y de techo son adecuadas para limitar daño superficial en la mayoría de las edificaciones. Una carga combinada con una probabilidad anual de excedencia de 5 por ciento es adecuada en la mayoría de los casos. Para los estados límite de servicio que incluyen deformaciones visualmente objetables, agrietamiento reparables u otros daños a terminaciones interiores, y otros efectos de corto plazo, las combinaciones de carga sugeridas son:

$$D + L$$
$$D + 0.5S$$

Para los estados límite de servicio que incluyen fluencia lenta, asentamiento o efectos de largo plazo similares, la combinación de carga sugerida es:

$$D + 0.5L$$

El efecto de carga muerta, D , puede ser aquella parte de la carga muerta que se presenta luego de la colocación de los componentes no estructurales. Por ejemplo, en construcción compuesta, los efectos de carga muerta suelen ser tomados como aquellos aplicados luego que el hormigón ha curado. Para cálculos relativos al cielo, los efectos de carga muerta pueden incluir aquellas cargas aplicadas luego que la estructura de cielo está en su lugar.

L4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS

El desplazamiento lateral relativo o deriva en una edificación de acero es un problema de servicio asociado principalmente a efectos de viento o sismo. Los límites impuestos

a estos desplazamientos laterales de una edificación pretenden minimizar el daño a recubrimientos, muros y tabiques no estructurales. El desplazamiento lateral del marco es evaluado para el edificio como un todo, donde el parámetro que se utiliza es el *desplazamiento lateral total de la edificación* (definido como la deformación lateral del marco en el piso más ocupado dividida por la altura del edificio hasta ese piso, Δ/H). Para cada piso, el parámetro utilizado es el *desplazamiento lateral de entrepiso* (definido como la deformación lateral de un piso relativa a la deformación lateral del piso inmediatamente inferior, dividida por la distancia entre pisos, $(\delta_n - \delta_{n-1})/h$).

Los límites típicos de desplazamiento lateral usados comúnmente varían de $H/100$ a $H/600$ para el *desplazamiento lateral total de la edificación* y $h/200$ a $h/600$ para desplazamiento lateral de entrepiso, dependiendo del tipo de edificación y del tipo de recubrimiento o materiales de tabiquería utilizados. Los valores más ampliamente utilizados son $H(o h)/400$ a $H(o h)/500$ (ASCE Task Committee on Drift Control of Steel Building Structures, 1988). Un límite absoluto para el *desplazamiento lateral de entrepiso* es a veces impuesto por los ingenieros por la evidencia de que el daño a tabiques no estructurales, recubrimiento y vidriería puede ocurrir cuando el *desplazamiento lateral de entrepiso* excede alrededor de 3/8 pulg. (10 mm), a menos que se utilicen métodos de detallamiento especial para permitir mayores movimientos (Cooney y King, 1988; Freeman, 1977). Muchos componentes pueden aceptar deformaciones que son significativamente mayores. Información más específica sobre el umbral de daño para materiales de construcción está disponible en la literatura (Griffis, 1993).

Es importante darse cuenta de que la deformación del marco o distorsión de corte (en otras palabras, deformación unitaria) es la verdadera causa de daño a elementos de las edificaciones tales como recubrimientos y tabiquería. El desplazamiento lateral sólo representa el componente horizontal del marco y no incluye la potencial deformación vertical (como el producto del acortamiento vertical de columnas en edificios altos), que también contribuye al daño. Además, algunos desplazamientos laterales pueden ser causados por la rotación como cuerpo rígido del recubrimiento o tabique el cual por sí mismo no produce deformación unitaria y, por lo tanto, daño. Un parámetro más preciso para medir el daño potencial, el *índice de daño por desplazamiento lateral*, ha sido propuesto (Griffis, 1993).

Se debe enfatizar que una estimación razonablemente precisa de estimar el desplazamiento lateral de una edificación es esencial para controlar el daño. El análisis estructural debe captar todos los componentes significativos de la potencial deformación del marco incluyendo la deformación por flexión de vigas y columnas, deformación axial en columnas y riostras, deformación de corte en vigas y columnas, rotación de uniones viga-columna (deformación de la zona panel), el efecto del tamaño de la unión del miembro y el efecto P- Δ (Charney, 1990). Para muchos marcos de acero de poca altura con anchos de vano normales de 9 a 12m, el uso de dimensiones centro a centro entre columnas sin considerar el tamaño real de la unión viga columna y los efectos de zona panel usualmente serán suficientes para verificar límites de desplazamiento lateral. El efecto de rigidización de los recubrimientos, muros y tabiques no estructurales puede ser considerado si se cuenta con información corroborada (comportamiento tensión versus deformación) respecto a su efecto.

El nivel de la carga de viento utilizada para verificar los límites de desplazamiento lateral varía entre los ingenieros dependiendo de la frecuencia con la cual el potencial daño

puede ser tolerado. Algunos ingenieros utilizan la misma carga de viento nominal (carga de viento especificada por el código de diseño sin factor de carga) como se usa para la resistencia de diseño de los miembros (típicamente una carga de viento en un intervalo de recurrencia media de 50 a 100 años). Otros ingenieros utilizan una carga de viento en un intervalo de recurrencia media de 10 a 20 años (Griffis, 1993; ASCE, 2002). El uso de cargas de viento mayoradas (carga de viento nominal multiplicada por el factor de carga de viento) es generalmente considerado muy conservador cuando se evalúan condiciones de servicio.

Es importante tener en consideración que los límites de control de desplazamiento lateral por sí mismos en edificaciones sensibles al viento no otorgan comodidad a los ocupantes cuando actúa el viento. Ver la Sección L6 para información adicional respecto a la percepción del movimiento en edificaciones sensibles al viento.

L5. VIBRACIÓN

El uso creciente de materiales de alta resistencia con sistemas estructurales eficientes y disposiciones arquitectónicas de planta abierta lleva a sistemas de piso de mayor luz y más flexibles con menor amortiguamiento. Por lo tanto, las vibraciones de piso se han convertido en una importante consideración de diseño. La aceleración es el estándar recomendado para su evaluación.

Una extensa discusión de vibración en sistemas de piso sobre marcos de acero y puentes peatonales se encuentra en la Guía preparada por Murray y otros (1997). Esta guía provee principios básicos y herramientas analíticas sencillas para evaluar sistemas de piso sobre marcos de acero y pasarelas para vibración en condición de servicio debido a las actividades humanas, que incluyen caminar y actividades rítmicas. Se considera tanto la comodidad de las personas como la necesidad de controlar el movimiento en el caso de equipos sensibles.

L6. MOVIMIENTO INDUCIDO POR EL VIENTO

Quienes diseñan edificaciones sensibles al viento hace tiempo han reconocido la necesidad de controlar vibraciones desagradables producidas por el viento para proteger el bienestar psicológico de los ocupantes (Chen y Robertson, 1972). La percepción del movimiento de la edificación bajo la acción del viento puede ser descrita por variadas cantidades físicas como los valores máximos del desplazamiento, velocidad, aceleración y razón de cambio de la aceleración (también llamado "jerk"). La aceleración se ha convertido en el estándar para evaluación, debido a que es medida fácilmente en terreno y puede ser calculada analíticamente de manera sencilla. La respuesta humana al movimiento de edificaciones es un fenómeno complejo que incluye varios factores psicológicos y fisiológicos. Se sabe que umbrales de percepción y tolerancia de la aceleración como una medida del movimiento de la edificación dependen de factores tales como frecuencia de la estructura, género del ocupante, edad, postura corporal (sentado, parado o reclinado), orientación del cuerpo, expectativa de movimiento, movimiento del cuerpo, señales visuales, pistas acústicas y el tipo de movimiento (traslacional o torsional) (ASCE, 1981). Existen diferentes umbrales y niveles de tolerancia para diferentes personas y las respuestas pueden ser muy subjetivas. Se sabe que algunas personas se pueden acostumbrar al movimiento de la edificación y tolerar niveles más altos que

otras. Existe limitada investigación sobre este tema pero se han aplicado ciertos estándares para diseño como se discute debajo.

La aceleración en edificaciones sensibles al viento puede expresarse tanto como la raíz cuadrática media (RMS) o pico de aceleración. Ambas medidas son utilizadas en la práctica y no existe acuerdo claro sobre cuál es la medida más apropiada de percepción del movimiento. Algunos investigadores creen que el pico de aceleración durante tormentas de viento es una mejor medida de la percepción real pero que la RMS de aceleración durante la tormenta de viento completa es una mejor medida de la incomodidad real. Un pico de aceleración objetivo de 21 mili-g (0.021 veces la aceleración de gravedad) para edificaciones comerciales (ocupados mayormente durante las horas de luz del día) y 15 mili-g para edificaciones comerciales (ocupados durante todo el día) bajo una tormenta de viento en un intervalo de recurrencia media de 10 años ha sido utilizado satisfactoriamente en la práctica para el diseño de muchos edificios altos (Griffis, 1993). El objetivo es por lo general más estricto para edificaciones residenciales debido a la ocupación continua, la idea de que las personas son menos sensibles y más tolerantes en el trabajo que en el hogar, el hecho de que hay más movimiento de gente en edificaciones comerciales, y el hecho de que las edificaciones comerciales son evacuadas más fácilmente para eventos de viento pico. En edificaciones sensibles al viento la aceleración pico y aceleración RMS están relacionadas por el "factor pico" determinado de mejor forma en un estudio de túnel de viento y generalmente en el rango de 3.5 para edificios altos (en otras palabras, pico de aceleración = factor pico x aceleración RMS). En la literatura se puede encontrar orientación para niveles de aceleración de diseño usados en el diseño de edificios (Chen y Robertson, 1972; Griffis, 1993; Hansen y Reed, 1973; Irwin, 1986; NRCC, 1990).

Es importante tener en cuenta que la percepción al movimiento de la edificación está fuertemente influenciada por la masa del edificio y el amortiguamiento disponible así como por la rigidez (Vickery, Isyumov y Davenport, 1983). Por este motivo, los límites de desplazamiento lateral por sí solos no deben ser usados como la única medida para controlar el movimiento de la edificación (Islam, Ellingwood y Cortis, 1990). Los niveles de amortiguamiento a usar en evaluación del movimiento de las edificaciones bajo eventos de viento son generalmente considerados como aproximadamente el 1 por ciento del amortiguamiento crítico para edificios de acero.

L7. EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN

El ajuste satisfactorio de expansión y contracción no puede ser reducido a unas cuantas reglas simples, sino que debe depender en gran medida del criterio de un ingeniero calificado.

Es más probable que el problema sea más serio en edificios con muros de albañilería que en aquellos con unidades prefabricadas. La separación completa del marco por juntas de expansión ampliamente espaciadas es, por lo general, más satisfactoria que dispositivos colocados frecuentemente que dependen del deslizamiento de las partes en contacto, y usualmente más económica que juntas de balancín o de rodillo.

La fluencia lenta y la retracción del hormigón y la fluencia del acero están entre las causas, además de la temperatura, de cambios dimensionales. Debieran ser consideradas las condiciones durante la construcción, tales como efecto de la temperatura antes de colocar la cubierta de la estructura.

Indicaciones de las dimensiones recomendadas y espaciamiento de juntas de expansión en edificios se pueden encontrar en la NRC (1974).

L8. DESLIZAMIENTO EN LAS CONEXIONES

En uniones apernadas con pernos en agujeros que tienen pequeños espacios libres, tales como agujeros estándar y agujeros ranurados cargados transversalmente al eje de la ranura, la magnitud del deslizamiento posible es pequeña. No es probable que el deslizamiento en estas conexiones tenga implicancias en el servicio. Posibles excepciones incluyen ciertas situaciones inusuales en que el efecto de deslizamiento es magnificado por la configuración de la estructura, como es el caso de la conexión en la base de una viga esbelta en voladizo o poste en el cual un pequeño deslizamiento de perno puede producir una rotación o deformación inaceptable.

Esta Especificación exige que las conexiones con agujeros sobredimensionados o agujeros ranurados cargados paralelos al eje de la ranura sean diseñados como conexiones de deslizamiento crítico. Para una discusión sobre el deslizamiento en estas conexiones ver el Comentario de la Sección J3.8. Donde el deslizamiento bajo cargas de servicio sea una posibilidad real en estas conexiones, se debe considerar el efecto del deslizamiento de la conexión en la condiciones de servicio de la estructura.

CAPÍTULO M

FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD

M1. PLANOS DE TALLER Y DE MONTAJE

La información suplementaria relevante para la documentación de los planos de taller y de fabricación asociados, el montaje y las prácticas de inspección puede ser encontrada en el *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2005) y en Schuster (1997).

M2. FABRICACIÓN

1. Contraflecha, Curvado y Enderezado

Está permitido el uso de calor para enderezar o dar contraflecha a miembros en aceros A514/A514M y A852/A852M, de igual manera como se permite para otros aceros. Sin embargo, la máxima temperatura permitida es 590 °C (1,100 °F) algo inferior a los 650 °C (1,200 °F) permitidos para otros aceros.

Cuando es requerida por los documentos de contrato, la contraflecha, se puede lograr de varias formas. En el caso de enrejados y vigas armadas, la curvatura deseada se puede obtener durante el ensamblaje de las partes componentes. Dentro de ciertos límites, a las vigas laminadas se les puede dar contraflecha en frío.

La aplicación local de calor ha sido utilizada por mucho tiempo como una forma de enderezar o dar contraflecha a vigas. El método depende de un acortamiento último de las zonas afectadas por el calor. Un cierto número de estas zonas, en el lado que será sujeto a compresión durante la contraflecha en frío, son calentados lo suficiente como para ser “alterados” por la restricción impuesta por las áreas no calentadas que las rodean. El acortamiento ocurre durante el enfriamiento.

Mientras la curvatura final y la contraflecha pueden ser controladas por estos métodos, se debe tener presente que es inevitable cierta desviación debido a consideraciones de ejecución y cambio permanente durante la manipulación. La contraflecha se define usualmente por una ordenada media, ya que controlar más de un punto es difícil e innecesario normalmente. Invertir las contraflechas es difícil de lograr y no se recomienda. Voladizos largos son sensibles a la contraflecha y pueden necesitar un control más preciso.

2. Corte Térmico

El corte térmico es preferentemente hecho a máquina. El requisito de un precalentamiento positivo de 66 °C (150 °F) mínimo cuando se recortan térmicamente los extremos de las vigas y las perforaciones de acceso para soldadura en perfiles laminados en caliente ASTM A6/A6M con espesor de ala mayor a 50 mm y en perfiles soldados hechos de material de espesor mayor a 50 mm tiende a minimizar la capa dura superficial y el inicio de grietas. Este requisito de precalentamiento para corte térmico no se aplica cuando la

porción radial del agujero de acceso o del recorte es perforado y la parte cortada térmicamente es esencialmente lineal. Se requiere que dichas superficies cortadas térmicamente sean esmeriladas e inspeccionadas de acuerdo con la Sección J1.6.

4. Construcción Soldada

Para evitar la contaminación de la soldadura, debe removerse con un solvente adecuado la delgada capa de aceite que normalmente se encuentra presente luego de la fabricación de un HSS en los lugares donde se llevará a cabo la soldadura. En casos en que la cobertura externa ha sido aplicada durante el cepillado, la cobertura debiera ser removida en el lugar de la soldadura o se debiera consultar al fabricante la factibilidad de soldar si se tiene dicha cobertura.

5. Construcción Apornada

En la mayoría de las conexiones hechas con pernos de alta resistencia, sólo se requiere instalar los pernos ajustados firmemente. Esto incluye las conexiones de aplastamiento donde se permite deslizamiento y, sólo para pernos ASTM A325 o A325M, aplicaciones de tracción (o corte y tracción combinados) donde el afloje o la fatiga debido a vibración o fluctuaciones de carga no son consideraciones de diseño.

Se sugiere el uso de pernos ASTM A325 o A490 en conexiones de aplastamiento ajustadas firmemente en las aplicaciones donde se permiten pernos A307.

Esta sección entrega reglas para el uso de agujeros sobredimensionados y ranurados haciendo un paralelo con las disposiciones que han estado en la Especificación RCSC desde 1972 (RCSC, 2004), extendidas para incluir pernos A307, que están fuera del alcance de la Especificación RCSC.

La Especificación antes limitaba los métodos usados para hacer perforaciones, basados en la práctica común y la capacidad de los equipos. Los métodos de fabricación han cambiado y siguen haciéndolo. Para reflejar estos cambios, esta Especificación ha sido modificada para definir la calidad aceptable en vez de especificar el método utilizado para formar agujeros, y específicamente para permitir agujeros cortados térmico. El Ejemplo 3 de AWS C4.7 es útil como un indicador del perfil cortado térmico que es aceptable (AWS, 1977). Se espera que el uso de equipo controlado numéricamente o guiado mecánicamente para la formación de agujeros cortados térmicamente. Al punto que los límites anteriores pueden haber estado relacionados a la operación segura en el taller de fabricación. Normalmente, los fabricantes se basan en las indicaciones de los fabricantes de equipos para establecer los límites de operación de los equipos y las herramientas.

10. Agujeros de Drenaje

Debido a que el interior de un HSS es difícil de inspeccionar, se expresa la preocupación respecto a la corrosión interna. Sin embargo, una buena práctica de diseño puede eliminar la preocupación y la necesidad de protección costosa.

La corrosión ocurre en presencia de oxígeno y agua. En una edificación cerrada, es poco probable que exista reintroducción suficiente de humedad como para causar corrosión

severa. Por lo tanto, la protección interna a la corrosión es sólo una consideración en HSS que están expuestos a la intemperie.

En un HSS sellado, la corrosión interna no puede ir más allá del punto donde el oxígeno o la humedad necesarios para la oxidación química se consumen (AISI, 1970). La profundidad de oxidación es insignificante cuando el proceso de corrosión debe terminar, incluso cuando se tiene una atmósfera corrosiva al momento de sellar. Si existen pequeñas aberturas en las conexiones, la humedad y el aire pueden entrar al HSS por acción capilar o por aspiración debido al vacío que se forma cuando el HSS es enfriado rápidamente (Blodgett, 1967). Esto se puede prevenir proporcionando agujeros presión que regulen la presión en puntos que hagan imposible que el agua ingrese por gravedad al HSS.

Situaciones donde puede ser necesario una cobertura interna incluyen: (1) HSS abierto donde son posibles cambios en el volumen de aire por ventilación o flujo directo de agua; y (2) HSS abierto sujeto a un gradiente de temperatura que produzca condensación. En tales circunstancias también puede ser prudente el uso de un espesor mínimo de pared de 8 mm (5/16 in.).

Los HSS que son llenados o parcialmente llenados con hormigón no debieran ser sellados. En caso de incendio, el agua en el hormigón se vaporizará y puede generar la presión suficiente como para reventar del HSS. Se debieran tomar los cuidados necesarios para que el agua no permanezca dentro del HSS durante y después de la construcción, ya que la expansión producida por el congelamiento puede ser suficiente para reventarlo.

Los grupos de HSS galvanizados no debieran ser sellados completamente ya que los repentinos cambios de presión durante el proceso de galvanizados pueden reventar los componentes sellados.

11. Requisitos para Miembros Galvanizados

Se ha observado agrietamiento en miembros de acero durante el galvanizado por inmersión en caliente. La ocurrencia de dichas grietas se ha correlacionado con varias características que incluyen, pero que no se limitan a, detalles muy restringidos, química del material base, prácticas de galvanizado y la ejecución de la fabricación. El requisito de esmerilar los recortes en los extremos de vigas antes de galvanizar no va a prevenir que ocurran todas las grietas durante el galvanizado, sin embargo, se ha demostrado que es una manera efectiva de reducir la ocurrencia de dicho fenómeno.

El galvanizado del acero estructural y equipamiento como cierres es un proceso que depende de un detallamiento especial de diseño y fabricación para lograr el nivel deseado de protección a la corrosión. La ASTM ha publicado una serie de estándares relativos a acero galvanizado estructural:

ASTM A123 (ASTM, 2002) proporciona un estándar para la cubierta galvanizada y su medición e incluye disposiciones para los materiales y la fabricación de los productos a ser galvanizados.

ASTM A153 (ASTM, 2001) es un estándar para equipamiento tal como cierres que van a ser centrifugados.

ASTM A384 (ASTM, 2002a), Standard Practice for Safeguarding Against Warpage and Distortion During Hot-Dip Galvanizing. Incluye información sobre factores que contribuyen al alabeo y la distorsión así como también sugerencias para la corrección de los grupos fabricados.

ASTM A385 (ASTM, 2001a), Standard Practice for Providing High Quality Zinc Coatings. Incluye información sobre materiales base, ventilación, tratamiento de superficies en contacto y limpieza. Muchas de estas disposiciones se deben indicar en los planos de diseño y de detalle.

ASTM A780 (ASTM, 2001b) para la reparación de áreas dañadas y no cubiertas de cubiertas galvanizadas por inmersión en caliente.

M3. PINTURA DE TALLER

1. Requisitos Generales

La condición superficial en los marcos de acero no pintados de edificios antiguos que han sido demolidos se ha encontrado inalterada desde el momento de su montaje, excepto en puntos aislados donde pueden haber ocurrido fugas. Incluso en presencia de fuga, la protección de taller es de poca influencia (Bigos, Smith, Ball y Foehl, 1954).

Esta Especificación no define el tipo de pintura a ser usada cuando se necesita la protección de taller. La exposición final y preferencia individual con respecto a la pintura final son los factores que determinan la elección de un imprimador apropiado. Un extenso tratamiento de este tema se encuentra en SSPC (2000).

3. Superficies de Contacto

Preocupaciones especiales respecto a las superficies de contacto en HSS deben ser consideradas. Como resultado de la fabricación, generalmente se encuentra una ligera capa de aceite en la superficie exterior del HSS. Cuando se especifica pintura, se debe limpiar con un solvente adecuado esta capa de aceite del HSS; ver SSPC (2000).

5. Superficies Adyacentes a las Soldaduras de Terreno

Esta Especificación permite la soldadura de materiales de superficie, incluyendo las protecciones de taller apropiadas que no afecten negativamente la calidad de la soldadura ni produzcan gases nocivos.

M4. MONTAJE

2. Arriostramientos

Para información sobre el diseño de soportes laterales temporales y los componentes para edificaciones de poca altura ver Fisher y West (1997).

4. Ajuste de Uniones de Compresión y Placas de Base

Ensayos en columnas a escala real empalmadas con uniones que han sido intencionalmente cepilladas fuera de escuadra, con relación ya sea al eje fuerte como al eje débil, demostraron que la capacidad de transmitir carga fue similar a la de columnas sin empalmes (Popov y Stephens, 1977). En los ensayos, no fueron llenadas las separaciones de 2 mm (1/16 in.); las separaciones de 6 mm (¼ plg) con planchas de relleno de caras paralelas y acero templado. En los ensayos se utilizaron soldaduras de penetración parcial de tamaño mínimo. No se realizaron ensayos en miembros con separaciones mayores a 6 mm. (¼ plg).

5. Soldadura en Terreno

El propósito de usar escobilla de acero para remover la pintura de taller en las superficies adyacentes a las uniones a ser soldadas en terreno es reducir la posibilidad de porosidad y agrietamiento y también para reducir cualquier peligro del ambiente. Aunque existen ensayos limitados que indican que superficies pintadas tienen como consecuencia soldaduras sólidas sin escobillado, otros ensayos resultaron en excesiva porosidad y/o agrietamiento al soldar superficies cubiertas. El uso de escobilla de acero para reducir el espesor de la película de pintura minimiza el rechazo de la soldadura. No son necesarios el esmerilado u otro tratamiento además del escobillado.

M5. CONTROL DE CALIDAD

Para facilitar el control de calidad, la inspección y la identificación, se debiera hacer referencia al *Code for Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2005).

5. Identificación del Acero

Los procedimientos de identificación del material debieran ser suficientes para mostrar las designaciones de la especificación del material y para vincular al material a cualquier requisito especial, tal como la resistencia al impacto (tenacidad) cuando se especifica.

ANEXO 1

ANÁLISIS INELÁSTICO Y DISEÑO

1.1. DISPOSICIONES GENERALES

El diseño de estructuras de acero estáticamente indeterminadas de acuerdo con el Anexo 1 se basa en su *resistencia inelástica*. Aunque el diseño podría ser desarrollado de acuerdo con las Sección B4.3 (ASD) cuando el factor de carga adecuado fuera incluido en el análisis, este proceso es más complicado que simplemente hacer el diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD). Por este motivo, sólo se entregan las disposiciones para LRFD. Se permite una excepción en la Sección 1.3, como se discute más abajo.

1.2. MATERIALES

Extensa investigación sobre el comportamiento plástico e inelástico de vigas continuas, *marcos rígidos* y conexiones ha demostrado ampliamente la idoneidad del acero con niveles de esfuerzo de fluencia de hasta 4574 Kg/cm² (450 MPa) (ASCE, 1971).

1.3. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

Las disposiciones de la Sección 1.3 han sido parte de la Especificación desde la edición de 1949. El permiso para aplicar una redistribución del 10% del momento de flexión calculado elásticamente en puntos de soporte interior debido a cargas gravitacionales en vigas compactas continuas reconoce parcialmente la filosofía de diseño plástico. La figura C-A-1.1 ilustra la aplicación de esta disposición comparando los diagramas de momento calculados con los diagramas alterados por esta.

1.4. PANDEO LOCAL

El diseño inelástico requiere que hasta la formación del mecanismo plástico o hasta el máximo de la curva carga inelástica-deflexión, los momentos en los puntos de rótula plástica se mantengan al nivel del momento plástico. Esto implica que el miembro debe tener la suficiente capacidad de rotación inelástica para permitir la redistribución de los momentos. Las secciones designadas como compactas en la Sección B4 tienen una capacidad de rotación de aproximadamente 3 y son adecuadas para diseño plástico. La razón límite ancho/espesor designada como λ_r en la Tabla B4.1 es la razón de esbeltez máxima para que se pueda alcanzar esta capacidad de rotación. Mayor discusión sobre los antecedentes de estas disposiciones se da en el Comentario de la Sección B4.

Los límites adicionales de esbeltez de las Ecuaciones A-1-1 a A.1.4 se aplican a casos no cubiertos por la Tabla B4.1. Las ecuaciones para los límites a la razón altura/espesor de almas de miembros de ala ancha y HSS rectangulares bajo flexión y compresión combinadas han sido extraídas de la Tabla B5.1 de la *LRFD Specification* (AISC, 2000b) de 1999. Estas disposiciones han sido parte de los requisitos de diseño plástico desde la Especificación de 1969, y se basan en investigación documentada en *Plastic Design in Steel, A Guide and a Commentary* (ASCE, 1971). Las ecuaciones para las alas de HSS y

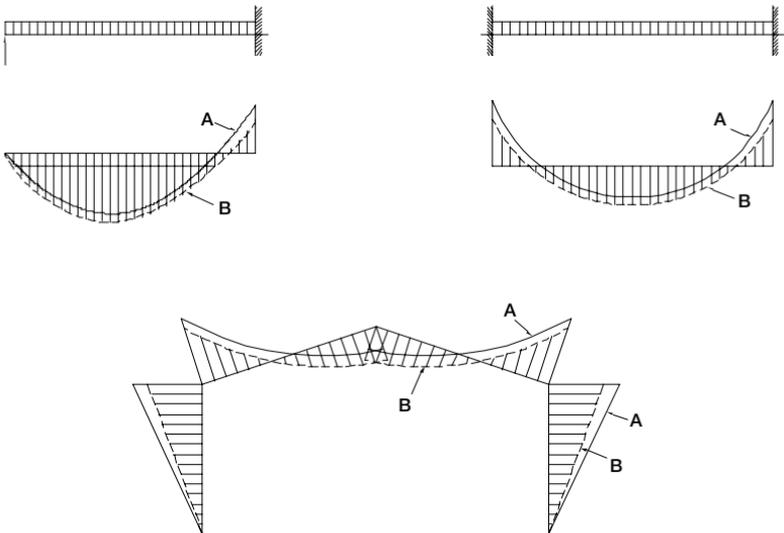
otras secciones cajón (Ecuación A-1-3) y para HSS redondeadas (Ecuación A-1-4) son de la *Specification for Steel Hollow Structural Sections* (AISC, 2000).

En el diseño plástico de vigas estáticamente indeterminadas no es recomendado el uso de ángulos, secciones T y ángulos dobles, dado que la capacidad de rotación inelástica en zonas donde el momento produce compresión en un ala sobresaliente, por lo general, no será suficiente.

1.5. ESTABILIDAD Y EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

La Sección 1.5 requiere que las ecuaciones de equilibrio sean formuladas en la geometría de la estructura deformada para marcos diseñados por análisis plástico o inelástico.

Las vigas continuas arriostradas no solicitadas por cargas axiales pueden ser diseñadas mediante *análisis plástico de primer orden*. También pueden ser diseñados por análisis plástico de primer orden los marcos arriostrados y marcos de momento con cargas axiales pequeñas en los miembros que están arriostrados para prevenir pandeo lateral-torsional y cargados de forma de producir flexión en torno al eje fuerte, siempre que se tengan en cuenta los requisitos de los Capítulos C (los factores de amplificación B_1 y B_2), E (ecuaciones de columna) y H (ecuaciones de interacción). El análisis plástico de primer orden es tratado en ASCE (1971), en textos de diseño en acero [por ejemplo, Salmon y Johnson (1996) y Galambos, Lin y Johnston (1996)], en textos dedicados enteramente al diseño plástico [por ejemplo, Horne y Morris (1982); Chen y Sohal (1995); y Bruneau, Uang y Whittaker (1998)] y en manuales de ingeniería estructural (Gaylord, Gaylord y Stallmeyer, 1997).



A = Diagrama de momentos

B = Diagrama de momentos modificado con un 10% de reducción del momento en apoyos intermedios

Fig. C-A-1.1. Ejemplos de los efectos de la redistribución de momentos del 10%.

El análisis plástico de primer orden es aplicable a las vigas continuas y marcos de poca altura con cargas axiales pequeñas. Para estas estructuras simples, las herramientas de análisis plástico se encuentran disponibles fácilmente para el diseñador en libros que presentan maneras simples de calcular las cargas del mecanismo plástico. Esto no se aplica al caso general de marcos de momento, donde se debe llevar a cabo un análisis inelástico de segundo orden completo para determinar los efectos de las cargas en los miembros y conexiones. El estado del arte del análisis inelástico de marcos se discute en el Capítulo 16 de Galambos (1998). En los textos [por ejemplo, Chen y Sohal (1995) y McGuire, Gallagher y Ziemian (2000)] se presentan las aproximaciones básicas al análisis inelástico, como también ejemplos desarrollados y programas de computador para ser usados por quienes estudien el tema.

1. Marcos Arriostrados

En la Sección 1.5.1 se entregan dos restricciones para el diseño plástico de marcos arriostrados: (1) el sistema de arriostramiento debe permanecer elástico; y (2) la fuerza axial en cualquier columna no debe exceder el 85 % de la *carga de aplastamiento*, $F_y A_g$.

2. Marcos de Momento

La disposición en la Sección 1.5.2 restringe la carga axial en cualquier columna al 75% de la *carga de aplastamiento*. Esta disposición, al igual que la correspondiente en la Sección 1.5.1, es una limitación precautoria porque no se ha llevado a cabo investigación suficiente con niveles altos de carga axial para asegurar que se mantiene una capacidad de rotación inelástica suficiente en el miembro.

1.6. COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Las columnas en marcos arriostrados y marcos de momento que sean diseñadas en base de un análisis inelástico de primer orden o análisis de mecanismo plástico son dimensionadas de acuerdo con los requisitos de la Sección E3, con un largo efectivo determinado por métodos de análisis de estabilidad. Para marcos de momento, el factor de largo de efectivo puede exceder la unidad.

1.7. VIGAS Y OTROS MIEMBROS EN FLEXIÓN

El momento plástico, M_p , es el máximo momento que actúa en la rótula plástica. Cuando un miembro de ala ancha está sujeto a flexión en torno a su eje fuerte, la razón del momento plástico al momento de fluencia es aproximadamente 1.1 a 1.2. Sin embargo, si la flexión es en torno al eje débil, esta razón puede exceder 1.6. Se impone un límite de $1.6M_y$ de forma de prevenir fluencia excesiva bajo cargas de servicio.

Las partes de un miembro que requerirían rotar inelásticamente como una rótula plástica mientras los momentos son redistribuidos para eventualmente formar un mecanismo plástico, necesitan arriostramiento menos espaciado que partes similares de un marco continuo diseñado de acuerdo con la teoría elástica. Las ecuaciones A-1-7 y A-1-8 definen la máxima longitud no arriostrada permitida en las cercanías de las rótulas plásticas para secciones de ala ancha flectadas en torno a su eje fuerte, y para secciones rectangulares y vigas cajón simétricas, respectivamente. Estas ecuaciones son idénticas a aque-

llas en la *LRFD Specification* (AISC, 1999) de 1999. Son diferentes de las ecuaciones correspondientes en el Capítulo N de la *ASD Specification* (AISC, 1989) de 1989. Las nuevas ecuaciones están basadas en investigación reportada en Yura y otros (1978).

Algunos requisitos que estaban en el capítulo de diseño plástico de la *ASD Specification* (AISC, 1989) de 1989, ya no se enumeran explícitamente en el Anexo 1. Una de estas es la disposición de que se requieren atesadores del alma en un punto de aplicación de carga donde se formaría una rótula plástica. Sin embargo, las disposiciones de la Sección J10 se aplican tanto a diseño plástico como elástico. No se hace mención a requisitos de corte, pero se aplican los requisitos del Capítulo G. La resistencia de corte plástico es $V_p = V_n = 0.6F_y A_w$ (Ecuación G2-1, con C_v igual a 1.0). El límite de esbeltez plástica máxima del alma para diseño plástico es entonces igual a

$$\left(h / t_w \right)_p = 1.1 \sqrt{k_v E / F_y} = 1.1 \sqrt{5 E / F_y} = 2.5 \sqrt{E / F_y} \quad (\text{C-A-1-1})$$

con un coeficiente de pandeo por corte $k_v = 5$. La resistencia de corte plástico de $0.6F_y A_w$ es una liberalización de la $0.55F_y A_w$ utilizada anteriormente y que era recomendada en ASCE (1971) basada en una extensa investigación.

1.8. MIEMBROS BAJO SOLICITACIONES COMBINADAS

Los miembros solicitados por momento de flexión y fuerza axial están sujetos a las disposiciones de las ecuaciones de interacción de la Sección H1. Cuando el miembro contiene una rótula plástica dentro de su luz o en su extremo, y la flexión es en torno al eje fuerte de una sección doblemente simétrica, entonces el miembro debe ser arriostrado lateralmente cerca de la ubicación de la rótula (Ecuaciones A-1-7 o A-1-8). Cuando la longitud no arriostrada del miembro excede estos límites, la capacidad de rotación inelástica puede verse afectada, debido a la influencia combinada de deformación lateral y torsional, a tal punto que la acción plástica no pueda ser lograda. Sin embargo, cuando el momento requerido es lo suficientemente pequeño para que se cumplan las ecuaciones de interacción de la Sección H1, el miembro será lo suficientemente fuerte para funcionar en una unión donde se requiere la formación de una rótula en otro miembro de la unión. Esta Especificación no permite el diseño plástico cuando las fuerzas de la viga-columna incluyen torsión.

1.9. CONEXIONES

Las conexiones adyacentes a las rótulas plásticas deben ser diseñadas con suficiente resistencia y ductilidad para soportar las fuerzas y deformaciones impuestas bajo las cargas requeridas. La implementación práctica de esta regla es que sean cumplidos estrictamente los requisitos del Capítulo J. Las disposiciones para el diseño de conexiones del Capítulo J han sido desarrolladas a partir de la teoría plástica y verificada por numerosos ensayos, como se discute en ASCE (1971) y en muchos libros y publicaciones. Por lo tanto, las conexiones que cumplan estas disposiciones están inherentemente calificadas para su uso en estructuras diseñadas plásticamente.

ANEXO 2

DISEÑO PARA EMPOZAMIENTO

La estabilidad al empozamiento se determina estableciendo que las condiciones de las Ecuaciones A-2-1 y A-2-2 del Anexo 2 sean cumplidas. Estas ecuaciones entregan una evaluación conservadora de la rigidez requerida para evitar deformación desmedida, dando un factor de seguridad de cuatro contra la inestabilidad al empozamiento.

Dado que las Ecuaciones A-2-1 y A-2-2 entregan resultados conservadores, puede ser ventajoso llevar a cabo un análisis de esfuerzo más detallado para evaluar cuando un sistema de techo que no cumple las ecuaciones anteriores sigue siendo seguro a la falla por empozamiento.

Para los propósitos del Anexo 2, *miembros secundarios* son las vigas o viguetas que directamente soportan las cargas distribuidas de empozamiento sobre el techo de la estructura, y los *miembros primarios* son las vigas que soportan las reacciones concentradas de los *miembros secundarios* unidos a ellos. Representando la configuración deformada del miembro primario y secundario crítico como una media onda sinusoidal, se pueden estimar el peso y distribución del agua empozada y, a partir de esto, la contribución de la deformación de cada uno de estos miembros a la deformación total por empozamiento puede ser expresada como sigue (Marino, 1966):

Para el *miembro primario*

$$\Delta_w = \frac{\alpha_p \Delta_0 \left[1 + 0.25\pi\alpha_s + 0.25\pi\rho(1 + \alpha_s) \right]}{1 - 0.25\pi\alpha_p\alpha_s} \quad (\text{C-A-2-1})$$

Para el *miembro secundario*

$$\delta_w = \frac{\alpha_s \delta_0 \left[1 + \frac{\pi^2}{32}\alpha_p + \frac{\pi^2}{8\rho}(1 + \alpha_p) + 0.185\alpha_s\alpha_p \right]}{1 - 0.25\pi\alpha_p\alpha_s} \quad (\text{C-A-2-2})$$

En estas expresiones Δ_0 y δ_0 son, respectivamente, las deformaciones de las vigas primaria y secundaria debido a la carga presente al inicio del empozamiento, y

$$\alpha_p = C_p / (1 - C_p)$$

$$\alpha_s = C_s / (1 - C_s)$$

$$\rho = \delta_0 / \Delta_0 = C_s / C_p$$

Utilizando las expresiones anteriores para Δ_w y δ_w , las razones Δ_w/Δ_0 y δ_w/δ_0 pueden ser calculadas para cualquier combinación dada de marco de vigas primarias y secundarias usando los valores calculados de los parámetros C_p y C_s , respectivamente, definidos en la Especificación.

Incluso en la base de comportamiento elástico ilimitado, se ve que las deformaciones por empo-

zamiento se volverían infinitamente grandes a menos que

$$\left(\frac{C_p}{1-C_p} \right) \left(\frac{C_s}{1-C_s} \right) < \frac{4}{\pi} \quad (\text{C-A-2-3})$$

Dado que el comportamiento elástico no es ilimitado, la resistencia a flexión efectiva disponible en cada miembro para resistir la tensión causada por la acción del empozamiento está restringida a la diferencia entre el esfuerzo de fluencia del miembro y la tensión f_0 producida por la carga total soportada por él antes de incluir la consideración del empozamiento.

Nótese que la deformación elástica es directamente proporcional a la tensión. La cantidad de empozamiento admisible tanto en miembro primario como secundario crítico (media luz), en términos de la razón Δ_w/Δ_0 y δ_w/δ_0 , puede ser representado como $(0.8F_y - f_0)/f_0$, suponiendo un factor de seguridad de 1.25 contra la fluencia bajo la carga de empozamiento. Sustituyendo esta expresión por Δ_w/Δ_0 y δ_w/δ_0 , y combinando con las expresiones precedentes para Δ_w y δ_w , se obtiene la relación entre los valores críticos para C_p y C_s y la resistencia elástica a flexión disponible para resistir el empozamiento. Las curvas presentadas en las Figuras A-2.1 y A-2.2 se basan en esta relación. Ellas constituyen una ayuda de diseño para usar cuando se necesite una determinación más exacta de la rigidez del marco de techo plano que la dada por la disposición de la Especificación que $C_p + 0.9C_s \leq 0.25$.

Para cualquier combinación de marco primario y secundario, el índice de tensión se calcula como sigue:

Para el miembro primario

$$U_p = \left(\frac{0.8F_y - f_0}{f_0} \right)_p \quad (\text{C-A-2-4})$$

Para el miembro secundario

$$U_s = \left(\frac{0.8F_y - f_0}{f_0} \right)_s \quad (\text{C-A-2-5})$$

donde

f_0 = tensión debida a $D + R$ (D = carga muerta nominal, R = carga nominal debido a aguas lluvias o hielo que contribuyen exclusivamente al empozamiento), Kg/cm² (MPa)

Dependiendo de la ubicación geográfica, esta carga debiera incluir la cantidad de nieve que pueda estar presente, aunque las fallas por empozamiento han ocurrido más frecuentemente durante lluvias torrenciales de verano, situaciones en las cuales la tasa de precipitación excede la tasa de drenaje y el gradiente hidráulico resultante sobre grandes áreas de techo ha causado acumulación sustancial de agua a cierta distancia de los aleros.

Dado el tamaño, el espaciamiento y la luz de una combinación tentativa de vigas primarias y

secundarias, por ejemplo, uno puede entrar a la Figura A-2.1 al nivel del índice de tensiones U_p , determinado para la viga primaria; moverse horizontalmente hasta el valor C_s calculado para las vigas secundarias; luego moverse hacia abajo hasta la escala de abscisas. La rigidez combinada del enmarcado primario y secundario es suficiente para prevenir el empozamiento si la constante de flexibilidad leída de esta última escala es mayor al valor de C_p calculado para el *elemento primario* dado; de lo contrario, será necesario un miembro primario o secundario más rígido, o una combinación de ambos.

Cuando el enmarcado de techo consiste de una serie de vigas apoyadas sobre muros igualmente espaciadas, las vigas serían consideradas como miembros secundarios, apoyadas sobre un *miembro primario* infinitamente rígido. Para este caso, debería usarse la Figura A-2.2. El valor límite de C_s quedará determinado por la intersección de una recta horizontal que represente el valor U_s y la curva para $C_p = 0$.

El aporte de una cubierta de metal a la flecha por empozamiento es usualmente una parte tan pequeña de la deformación total por empozamiento de un panel de techo, que es suficiente con limitar su momento de inercia mm^4 por metro de ancho normal a su luz a 3940 veces la cuarta potencia de la longitud de su luz, como se entrega en la Ecuación A-2-2. Sin embargo, puede ser necesario chequear la estabilidad contra empozamiento de un techo consistente de una cubierta de techo metálica de razón profundidad-luz relativamente esbelta, extendiéndose entre vigas apoyadas directamente sobre columnas. Esto se puede hacer utilizando las Figuras A-2.1 o A-2.2 con los siguientes valores calculados:

$$\begin{aligned}
 U_p &= \text{índice de tensiones para la viga soportante} \\
 U_s &= \text{índice de tensiones para la cubierta de techo} \\
 C_p &= \text{constante de flexibilidad para las vigas soportantes} \\
 C_s &= \text{constante de flexibilidad para un ancho de 1 pie de la cubierta de techo} \\
 & \quad (S = 1.0)
 \end{aligned}$$

Dado que la rigidez de corte del sistema enrejado así formado es menor a la de una placa sólida, el momento de inercia de las viguetas de acero y enrejados debiera ser tomado como algo menos que la de sus cordones (Heinzerling, 1987).

ANEXO 3

DISEÑO PARA FATIGA

Cuando el estado límite de fatiga es una consideración de diseño, su intensidad es afectada más significativamente por el número de aplicaciones de carga, la magnitud del rango de tensión y la intensidad de las concentraciones de tensiones asociadas a detalles específicos. Los problemas de fatiga no se encuentran normalmente en el diseño de edificios; sin embargo, cuando se presentan, y si son lo suficientemente severos, la fatiga es importante y todas las disposiciones del Anexo 3 deben ser satisfechas.

3.1. GENERAL

En general, miembros y conexiones sujetos a no menos de unos cuantos miles de ciclos de carga no constituirán un estado de fatiga excepto posiblemente casos que involucren inversión completa de carga y ciertos detalles particularmente sensibles. Esto se debe a que el rango de tensión de diseño correspondiente estará limitado por la tensión de diseño elástico. Para niveles bajos de tensión de tracción cíclica, se alcanza un punto donde el rango de tensión es tan pequeño que el agrietamiento de fatiga no se iniciará sin importar el número de ciclos de carga. Este nivel de tensión se define como el *umbral de fatiga*, F_{TH} .

Las siguientes conclusiones generales, están sustentados en extensos programas de ensayo utilizando especímenes a escala completa y complementados mediante análisis teóricos de tensión (Fisher, Frank, Hirt y McNamee, 1970; Fisher, Albrecht, Yen, Klingerman y McNamee, 1974):

- (1) El rango de tensión y severidad de la muesca son variables de tensión dominantes para detalles soldados y vigas;
- (2) Otras variables tales como tensión mínima, tensión media y tensión máxima, no son tan significativos para efectos de diseño; y
- (3) Aceros estructurales con puntos de fluencia de 2500 a 7000 Kg./cm² (250 a 690 MPa) no presentan tensiones de fatiga significativamente distintas para detalles de soldadura dados y fabricados de la misma forma.

3.2. CÁLCULO DE TENSIONES MÁXIMAS Y RANGO DE TENSIONES

La fluctuación de tensión que no involucra tensión de tracción no causa propagación de la grieta y no es considerada un caso de fatiga. Por otra parte, en elementos de miembros sujetos solamente a tensiones de compresión calculadas, las grietas por fatiga se pueden iniciar en regiones de *tensiones residual* de tracción elevadas. En dichos casos, las grietas por lo general no se propagan más allá de la región de tensiones residuales de tracción, debido a que la grieta alivia la *tensión residual*. Por este motivo, los rangos de tensiones que están completamente en compresión no necesitan ser estudiados por fatiga. Para casos que involucren inversión cíclica de tensiones, el rango de tensión calculado debe ser tomado como la suma de las tensiones de compresión y las tensiones de tracción producidas por distintas direcciones o patrones de aplicación de la carga viva.

3.3. RANGO DE TENSIÓN DE DISEÑO

La resistencia a la fatiga se ha obtenido de una relación exponencial entre el número de ciclos a la falla N y el rango de tensión, S_r , llamada relación $S-N$, de la forma

$$N = \frac{C_f}{S_r^n} \quad (\text{C-A-3-1})$$

Usualmente la relación general se grafica como una función log-log lineal ($\log N = A - n \log S_r$). La Figura C-A-3.1 muestra la familia de curvas de resistencia a la fatiga identificadas como categorías A, B, B', C, C', D, E y E'. Estas relaciones fueron establecidas en base a una extensa base de datos desarrollada en Estados Unidos y el extranjero (Keating y Fisher, 1986). El rango de tensión de diseño ha sido desarrollado por ajuste del coeficiente C_f de forma que se entregue una curva que abarque dos desviaciones estándar del error estándar de estimación de la vida ciclica de fatiga bajo la relación $S-N$ —media de los datos reales de ensayo. Estos valores de C_f corresponden a una probabilidad de falla de 2.5 por ciento de la vida de diseño.

Antes del AISC *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2000b) de 1999, las especificaciones entregaban tablas paso a paso que cumplieran el criterio anterior de ciclos de carga, categorías de tensión y rangos de tensión de diseño. Un formato de una sola tabla (Tabla A-3.1) se introdujo en el AISC *LRFD Specification* de 1999 que entregaba las categorías de tensión, ingredientes para la ecuación aplicable, e información y ejemplos que incluían los sitios de interés por potencial inicio de agrietamiento (AISC, 2000b).

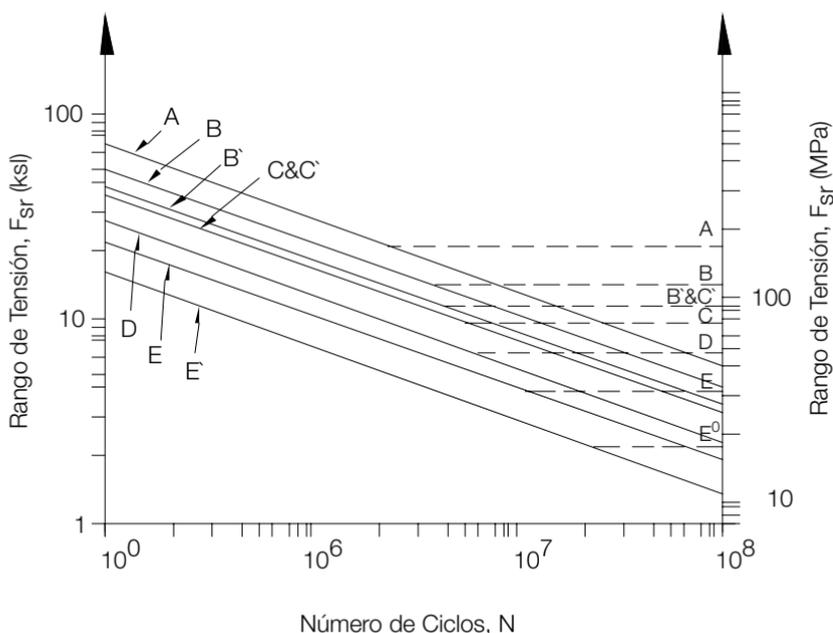


Fig. C-A-3.1. Curvas de resistencia a la fatiga.

La Tabla A-3.1 está organizada en 8 secciones de condiciones generales para diseño a fatiga, como se muestra a continuación:

- La Sección 1 entrega información y ejemplos para el material de acero en recortes, agujeros, tanto cortados como fabricados.
- La Sección 2 entrega información y ejemplos de varios tipos de uniones sujetadas mecánicamente incluyendo bielas y placas para pasadores.
- La Sección 3 entrega información relacionada con conexiones soldadas usadas para unir miembros armados, tales como soldaduras longitudinales, agujeros de acceso y refuerzos.
- La Sección 4 se ocupa solamente de soldaduras de filete que soportan carga longitudinal en empalmes de corte.
- La Sección 5 entrega información para varios tipos de uniones con soldadura de ranura o de filete que son transversales a la tensión cíclica aplicada.
- La Sección 6 entrega información sobre una variedad de elementos unidos a las puntas de las alas o placas del alma con soldadura de ranura, como también elementos similares conectados con soldaduras de filete o de ranura de penetración parcial en la unión.
- La Sección 7 entrega información sobre varios elementos cortos fijos a miembros estructurales.
- La Sección 8 agrupa varios detalles misceláneos tales como conectores de corte, corte en la garganta de soldaduras de filete, tapón y ranura, y su impacto en el metal base. Además especifica la tracción en el área de varios pernos, barras de anclaje con hilo y ganchos.

Un formato similar y criterio consistentes son utilizados por otras especificaciones.

Cuando se encuentren detalles de fabricación que involucren más de una categoría de tensiones en el mismo lugar del miembro, el rango de tensión en dicho lugar debe estar limitado al de la categoría más restrictiva. La necesidad de un miembro más largo que el requerido por carga estática es a menudo eliminado ubicando detalles de fabricación que induzcan muescas en zonas sujetas a menores rangos de tensión.

Un detalle no cubierto explícitamente antes de 1989 fue agregado en 1999 para cubrir elementos placa cargados en tracción, conectados en su extremo por soldadura de penetración parcial en la unión tipo ranura o filete, en la cual hay más de un punto de inicio de grieta por fatiga. Uno de ellos será más crítico que los otros dependiendo del tipo de unión soldada, tamaño y espesor del material (Frank y Fisher, 1979). Sin importar el lugar dentro de la unión en el cual se considere el inicio de la grieta, el rango de tensión de diseño dado es aplicable al material conectado al pie de la soldadura.

3.4. PERNOS Y PARTES CON HILO

La resistencia a la fatiga de pernos sujetos a tracción es fácilmente predecible en ausencia de pretensado y acción de palanca; hay disposiciones para tales detalles no pretensados tales como colgadores y barras de anclaje. En el caso de pernos pretensados, la deformación de las partes conectadas a través de las cuales se aplica el pretensado introduce una acción de palanca, la magnitud de la cual no es completamente predecible (Kulak y otros, 1987). El efecto de palanca no se limita solamente a un cambio en la tracción axial promedio en el perno sino que además incluye flexión en el área del

hilo bajo la tuerca. Debido a la incertidumbre en el cálculo de los efectos de palanca, no se incluyen disposiciones definitivas para el rango de tensión de diseño, para pernos sujetos a tracción axial, en esta Especificación. Para limitar las incertezas relacionadas a la acción de palanca en la fatiga de pernos pretensados, el rango de tensión dado en la Tabla A-3.1 es apropiado para carga cíclica extendida sólo si la palanca inducida por la carga aplicada es pequeña.

Esta Especificación no permite usar conectores no pretensados en uniones sujetas a cargas cíclicas de corte. Se ha comprobado que pernos instalados en uniones que cumplen con todos los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico permanecen intactos cuando son sujetos a tensiones de corte cíclicas, suficientes incluso para fracturar las partes conectadas. En la Sección 2 de la Tabla A-3.1 se entregan disposiciones para dichos pernos.

3.5. REQUISITOS ESPECIALES DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

Es esencial que cuando barras longitudinales de respaldo sean dejadas en el lugar, estas deben ser continuas o empalmadas usando soldaduras de ranura de penetración completa aplicada a la unión esmeriladas antes del montaje de las partes a unir. De lo contrario, la sección transversal no fusionada constituye un defecto tendiente a fractura y puede llevar a falla de fatiga prematura o incluso fractura frágil del miembro soldado.

En uniones transversales sujetas a tracción, la falta de fusión en el plano en uniones T constituye una condición inicial de agrietamiento. En soldaduras de ranura, la raíz en la barra de apoyo suele tener discontinuidades que pueden reducir la resistencia a fatiga de la conexión. La remoción del respaldo, ahuecar nuevamente la unión y volver a soldar, elimina las discontinuidades no deseadas.

Agregar soldaduras de filete de contorno en soldaduras de ranura de penetración completa transversales en uniones T, esquinas y esquinas re-entrantes reduce la concentración de tensiones y mejora la resistencia a la fatiga.

Estudios experimentales de vigas soldadas demostraron que si la rugosidad superficial de bordes cortados a llama era menor a $25\ \mu\text{m}$, las grietas de fatiga no se desarrollarán desde el borde cortado a llama sino desde las soldaduras de filete longitudinales que unen las alas de la viga al alma (Fisher y otros, 1970; Fisher y otros, 1974). Esto entrega resistencia a la fatiga de Categoría B sin necesidad de esmerilar los bordes cortados a llama.

Las esquinas re-entrantes en cortes, *recortes* y agujeros de accesos para soldadura producen un punto de concentración de tensiones que puede reducir la resistencia a la fatiga si las discontinuidades son hechas mediante punzonado o corte a llama. Escariar los agujeros perforados y esmerilar la superficie cortada a llama hasta obtener una superficie metálica brillante previene cualquier reducción significativa en la resistencia a la fatiga.

El uso de lengüetas en soldaduras de ranura en uniones de extremo transversales mejora la solidez de la soldadura en los extremos de la unión. La remoción posterior de las lengüetas y esmerilado de los extremos alineados con el borde del miembro elimina discontinuidades que son perjudiciales para la resistencia a la fatiga.

ANEXO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO

4.1. DISPOSICIONES GENERALES

El Anexo 4 da orientación a los ingenieros estructurales para diseñar sistemas y componentes de edificaciones de marcos de acero, incluyendo columnas, estructuras de piso y enrejados, para condiciones de incendio. El cumplimiento con el objetivo de desempeño de la Sección 4.1.1 puede ser demostrado tanto por análisis estructural como por ensayos de calificación de los componentes.

La expansión térmica y la disminución progresiva en la resistencia y rigidez son las principales respuestas estructurales a las elevadas temperaturas que pueden ocurrir durante un incendio. Una evaluación del diseño de los componentes y sistemas de un edificio basado en la mecánica estructural que permita a los ingenieros considerar las expansiones térmicas restringidas, las deformaciones y la degradación de los materiales inducidos por fuego, pueden llevar a un diseño estructural más robusto para condición de incendio.

Glosario

En el glosario se presentan términos para el diseño de componentes y sistemas estructurales para condiciones de fuego. Los términos comunes con aquellos presentes en otros documentos para diseño resistente al fuego desarrollados por SFPE, ICC, NFPA, ASTM y organizaciones similares, se definen de manera consistente con estos.

4.1.1. Objetivo de Desempeño

El objetivo de desempeño bajo las disposiciones y guías de esta Especificación es el de seguridad de vida. Los niveles de seguridad contra incendio debieran depender de la ocupación de la edificación, altura de la edificación, la presencia de medidas de mitigación activa de incendio y de la efectividad del combate contra incendios. Existen 3 estados límite para los componentes que actúan como barrera contra el fuego (muros y pisos del compartimiento): (1) transmisión de calor que lleve a una elevación de temperatura inaceptable en la superficie no expuesta; (2) ruptura de la barrera debido a agrietamiento o pérdida de integridad; y (3) pérdida de la capacidad de soporte de carga. En general, las tres deben ser consideradas por el ingeniero para lograr el desempeño deseado. Estos tres estados límite están interrelacionados en el diseño resistente a incendios. Para miembros estructurales que no sean parte de un componente de separación, el estado límite dominante es la pérdida de capacidad de soporte de carga.

Los objetivos de desempeño específicos para una cierta instalación son determinados por los inversionistas en el proceso de construcción de la edificación, dentro del contexto del objetivo general y los estados límite antes mencionados. En ciertas situaciones, el código de edificaciones vigente puede estipular que el acero en edificaciones de ciertas ocupaciones y alturas sea protegido por materiales resistentes al fuego o unidades para alcanzar metas de desempeño específicas.

4.1.4. Combinaciones de Carga y Resistencia Requerida

Las medidas de seguridad contra incendios apuntan a tres niveles: (1) prevenir los brotes de incendios por medio de la eliminación de fuentes de ignición o prácticas riesgosas; (2) prevenir el desarrollo descontrolado del fuego e ignición por medio de detección y eliminación tempranas; y (3) prevenir la pérdida de vidas o colapso estructural por medio de sistemas de protección contra incendios, sectorización, vías de emergencia, cuidado de la integridad estructural general y otras medidas pasivas. Medidas específicas de diseño estructural para evaluar la integridad estructural y riesgo de falla progresiva debido a incendios severos pueden ser desarrolladas a partir de principios de la teoría de confiabilidad estructural (Ellingwood y Layendecker, 1978; Ellingwood y Corotis, 1991).

La probabilidad de falla del estado límite debida a incendio puede ser escrita como

$$P(F) = P(F | D, I) P(D | I) P(I) \quad (\text{C-A-4-1-1})$$

donde $P(I)$ = probabilidad de ignición, $P(D | I)$ = probabilidad de desarrollo de un incendio estructuralmente significativo y $P(F | D, I)$ = probabilidad de falla, dada la ocurrencia de los dos eventos anteriores. Las medidas tomadas para reducir $P(I)$ y $P(D | I)$ son no estructurales por naturaleza. Las medidas tomadas por el ingeniero estructural para diseñar resistencia al fuego en el impacto a la estructura se designa por $P(F | D, I)$.

El desarrollo de requisitos de diseño estructural requiere de un nivel de confiabilidad objetivo, siendo la confiabilidad medida por $P(F)$ en la Ecuación C-A-4-1-1. El análisis de confiabilidad de sistemas estructurales para cargas gravitacionales vivas y muertas (Galambos, Ellingwood, MacGregor y Cornell, 1982) sugiere que la probabilidad del estado límite de conexiones y miembros individuales de acero sea del orden de 10^{-5} a 10^{-4} /año. Para sistemas de marco de acero redundantes, $P(F)$ es del orden de 10^{-6} a 10^{-5} . El mínimo riesgo, esto es, el nivel bajo el cual el riesgo es de preocupación regulatoria o legal y los beneficios económicos o sociales de la reducción de riesgo son pequeños, está en el orden de 10^{-7} a 10^{-6} /año (Pate-Cornell, 1994). Si $P(I)$ es del orden de 10^{-4} /año para edificaciones típicas y $P(D | I)$ es del orden de 10^{-2} para edificaciones de oficinas y comerciales en áreas urbanas con sistemas de eliminación u otras medidas de protección, entonces $P(F | D, I)$ debiera ser aproximadamente 0.1 para establecer que el riesgo debido a falla estructural causada por incendio es socialmente aceptable.

El uso de análisis de confiabilidad de primer orden basado en esta probabilidad de estado límite objetivo (condicional) lleva a la combinación de carga gravitacional presentada en la Ecuación A-4-1. La Ecuación A-4-1 de combinación de carga es la misma que la Ecuación C2-3 que aparece el Comentario C2.5 de SEI/ASCE7 (ASCE, 2002), donde las bases probabilísticas para combinaciones de carga para eventos extraordinarios se explican en detalle. El factor 0.9 se aplica a la carga muerta cuando el efecto de la carga muerta es estabilizar la estructura; de lo contrario, se aplica el factor 1.2. Los factores de carga de las acciones acompañantes L y S en esa ecuación reflejan el hecho de que la probabilidad de coincidencia de la carga máxima variante en el tiempo con la ocurrencia de un incendio es despreciable (Ellingwood y Corotis, 1991).

El Comentario C2.5 de la ASCE (2002) contiene una segunda ecuación que incluye 0.2W. Esa ecuación se entrega para que sea verificada la estabilidad del sistema. El mismo propósito se logra exigiendo que el marco sea chequeado bajo el efecto de una pequeña carga lateral teórica igual al 0.2 % de la fuerza gravitacional por piso, actuando en combinación con las cargas gravitacionales. La resistencia requerida por el componente o sistema estructural diseñado usando esta combinación de carga es del orden de 60 a 70 % de la resistencia requerida bajo carga completa gravitacional o de viento a temperatura normal.

4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR ANÁLISIS PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO

4.2.1. Incendio de Diseño

Una vez acordada una carga de combustible para la ocupación, el diseñador debe demostrar el efecto de varios incendios sobre la estructura calculando las relaciones temperatura-tiempo para distintos factores de ventilación. Estas relaciones pueden resultar en diferentes respuestas estructurales, y es de utilidad demostrar la capacidad de la estructura de sobrellevar tales exposiciones. Los efectos de un incendio localizado deben también ser evaluados para asegurar que el daño local no es excesivo. En base a estos resultados, se pueden especificar los detalles de conexiones y bordes para obtener una estructura que sea lo suficientemente robusta.

4.2.1.1. Fuego Localizado

Los incendios localizados pueden ocurrir en grandes espacios abiertos, como el área peatonal en centros comerciales cubiertos, salones de aeropuertos, almacenes y fábricas, donde los paquetes combustibles se encuentran separados por grandes pasillos o espacios abiertos. En tales casos, el flujo de calor radiante puede ser estimado por una aproximación de punto fuente, necesitando la tasa de liberación de calor del incendio y la distancia entre el centro del paquete combustible y la superficie más cercana de acero. La tasa de liberación de calor puede ser determinada de resultados experimentales o ser estimada cuando se conoce la pérdida de masa por unidad de área de piso ocupada por el combustible. De lo contrario, se puede suponer un incendio estacionario.

4.2.1.2. Incendio en Compartimiento Post-Ignición

Se debe tener precaución al determinar perfiles temperatura-tiempo para espacios con razones de proporción altas, por ejemplo, 5:1 o mayor, o para espacios grandes, por ejemplo, aquellos con un área de piso abierta (o expuesta) mayor a 465 m². En tales casos, es poco probable que ardan simultáneamente todos los combustibles en el espacio. En cambio, la intensidad será mayor o se limitará a los combustibles más cercanos a una fuente de ventilación. Para compartimentos de tamaños reducidos o con razones de proporción bajas, la historia de temperatura del incendio de diseño puede ser determinada por ecuaciones algebraicas o modelos de computador, como los que se describen en *SFPE Handbook of Fire Protection Engineering* (SFPE, 2002).

4.2.1.3. Incendios Exteriores

Se encuentra disponible una guía de diseño para determinar la exposición resultante de un incendio exterior (AISI, 1979).

4.2.1.4. Duración del Incendio

Se debe tener precaución al determinar la duración del incendio en espacios con razones de proporción altas, por ejemplo, 5:1 o mayor, o para espacios grandes, por ejemplo, aquellos con un área de piso mayor a 465 m². La principal dificultad radica en obtener una estimación realista para la tasa de pérdida de masa, dado que puede que no todos los combustibles en el espacio estén ardiendo simultáneamente. Los errores que se cometen al reconocer la quema irregular resultarán en una sobrestimación de la tasa de masa ardiendo y una subestimación de la duración del incendio por un margen significativo. Algunos métodos computacionales pueden determinar implícitamente la duración del incendio, caso en el cual no es necesario el cálculo de la tasa de pérdida de masa.

Donde se use una curva paramétrica para definir un incendio post-ignición, la duración se determina por medio de disposiciones de combustible versus ventilación, no explícitamente por pérdida de masa. Esta cláusula no debiera limitar el uso de relaciones temperatura-tiempo a aquellas donde se calcula la duración, como se estableció antes, ya que estas tienden a ser incendios localizados e incendios exteriores.

4.2.1.5. Sistemas de Protección Activa Contra el Fuego

Se debe prestar la debida atención a la confiabilidad y efectividad de los sistemas de protección activa contra fuego al describir el incendio de diseño. Cuando se instala un sistema de rociado automático, la carga total de combustible puede ser reducida hasta en un 60 % (Eurocode 1, 1991). La reducción máxima en la carga de combustible debiera ser considerada sólo cuando el sistema de rociado automático sea de la máxima confiabilidad, por ejemplo, con abastecimiento de agua confiable y adecuado, supervisión de válvulas de control, programación regular de mantenimiento del sistema de rociado automático desarrollada de acuerdo a NFPA (2002), o cuando las alteraciones del sistema de rociado automático son consideradas como alteraciones de tiempo para el espacio considerado.

Para espacios con ventiladores automáticos de humo y calor, se encuentran disponibles modelos de computador para determinar la temperatura del humo (SFPE, 2002). Una reducción en el perfil de temperatura como resultado de la presencia de ventiladores de humo y calor, debiera ser considerada sólo para instalaciones confiables de estos. Si la hay, debiera establecerse una programación regular de mantenimiento de los ventiladores de acuerdo a NFPA (2002a).

4.2.2. Temperaturas en Sistemas Estructurales Bajo Condiciones de Incendio

El análisis de transferencia de calor puede variar desde análisis unidimensionales donde se supone que el acero se encuentra a temperatura uniforme, a análisis tridimensionales.

La suposición de una temperatura uniforme es apropiada en un “análisis de capacidad de calor concentrado” donde una columna de acero, viga o miembro de enrejado es uniformemente calentado a lo largo de su longitud y alrededor de todo el perímetro de la sección expuesta, y el sistema de protección también es uniforme a lo largo de su longitud y alrededor de todo el perímetro de la sección. En casos con calentamiento no uniforme o donde se utilizan distintos métodos de protección en diferentes lados de la columnas, debe llevarse a cabo un análisis unidimensional para arreglos de columnas de acero. Los análisis bidimensionales son apropiados para vigas, viguetas o miembros de enrejados que soporten losas de piso o techo.

Los análisis de transferencia de calor debieran considerar los cambios en las propiedades de los materiales con el aumento de la temperatura para todos los materiales incluidos en el ensamblaje. Esto se puede hacer en el análisis de capacidad de calor concentrado usando un valor efectivo de la propiedad, determinado a una temperatura cercana al punto medio estimado del rango de temperatura esperado al que se espera quede expuesto el componente durante el tiempo de exposición. En los análisis uni- y bidimensionales, se debe incluir explícitamente la variación de las propiedades con la temperatura.

Las condiciones de borde para el análisis de transferencia de calor deben considerar transferencia de calor radiante en todos los casos y transferencia de calor convectivo si el miembro expuesto está sumergido en humo o sujeto a la influencia de la llama. Si es apropiado, se debe tomar en cuenta la presencia de materiales resistentes al fuego en forma de aislamiento, pantallas de calor u otras medidas de protección.

Análisis de Capacidad de Calor Concentrado. El análisis de primer orden para predecir el aumento de la temperatura en los miembros estructurales de acero puede ser llevado a cabo utilizando ecuaciones algebraicas de forma iterativa. Este enfoque supone que el miembro de acero tiene una temperatura uniforme, aplicable a casos donde el miembro de acero está desprotegido o protegido de forma uniforme (en todos lados), y se encuentra expuesto a fuego alrededor de todo el perímetro del ensamblaje que lo contiene. Se debe tener cuidado cuando se aplica este método a vigas de acero que soporten losas de piso o techo, ya que este enfoque sobrestima el aumento de temperatura en la viga. Además, cuando se utilice este análisis como dato de entrada para el análisis estructural de una viga de acero que soporte losas de piso o techo expuestas al fuego, los momentos inducidos térmicamente no serán simulados como resultado de la suposición de temperatura uniforme.

Miembros de acero no protegidos. El aumento de la temperatura en una sección de acero no protegida en un periodo corto de tiempo se debe determinar por

$$\Delta T_s = \frac{a}{c_s \left(\frac{W}{D} \right)} (T_F - T_s) \Delta t \quad (\text{C-A-4-2-1})$$

El coeficiente de transferencia de calor, a , de determina de

$$a = a_c + a_r \quad (\text{C-A-4-2-2})$$

donde

a_c = coeficiente de transferencia de calor convectivo

a_r = coeficiente de transferencia de calor radiante, dado por

$$a_r = \frac{5.67 \times 10^{-8} \epsilon_F (T_F^4 - T_s^4)}{T_F - T_s}$$

Para la exposición estándar, el coeficiente de transferencia de calor convectivo, ac , puede aproximarse como $25 \text{ W/m}^2\text{-}^\circ\text{C}$. El parámetro, ϵ_F , toma en cuenta la emisividad del fuego y el factor vista. Estimaciones para ϵ_F , se sugieren en la Tabla C-A-4-2.1.

TABLA C-A-4.2.1	
Pautas para Estimar ϵ_F	
Tipo de Arreglo	ϵ_F
Columna, expuesta en todos sus costados	0.7
Viga de piso: Inserta en losa de concreto; con sólo el ala inferior de la viga expuesta al incendio	0.5
Viga de piso, con losa de concreto apoyada en el ala superior de la viga	
Razón ancho ala: altura viga ≥ 0.5	0.5
Razón ancho ala: altura viga < 0.5	0.7
Viga cajón y viga enrejada	0.7

Por motivos de precisión, se sugiere como límite máximo para el intervalo de tiempo, Δt , 5 seg.

La temperatura del fuego es necesario determinarla en base a resultados del análisis de incendio de diseño. Como alternativa, pueden usarse las curvas de tiempo-temperatura estándar indicadas en ASTM E119 (ASTM, 2000) para incendios en edificaciones o ASTM E1529 (ASTM, 2000a) para incendios petroquímicos.

Miembros de Acero Protegidos. Este método es más aplicable a miembros de acero con esquemas de protección de contorno, en otras palabras, donde la aislación o el material (de protección) siguen la forma de la sección. La aplicación de este método para métodos de protección de cajón generalmente resultará en un aumento de la temperatura sobrestimado. El enfoque supone que la temperatura exterior de la aislación es aproximadamente igual a la temperatura del fuego. Alternativamente, puede hacerse un análisis más complejo el cual determina la temperatura exterior de la aislación de un análisis de transferencia de calor entre el ensamblaje y el ambiente de exposición al fuego.

Si la capacidad térmica de la aislación es mucho menor que la del acero, tal que se cumple la siguiente desigualdad:

$$c_s W/D > 2d_p \rho_p c_p \quad (\text{C-A-4-2-3})$$

Entonces, la Ecuación C-A-4-2-4 puede aplicarse para determinar el aumento de temperatura en el acero:

$$\Delta T_s = \frac{k_p}{c_s d_p \frac{W}{D}} (T_F - T_s) \Delta t \quad (\text{C-A-4-2-4})$$

Cuando es necesario considerar la capacidad térmica de la aislación (si no se satisface la desigualdad en la Ecuación C-A-4-2-3), entonces se debiera aplicar la Ecuación C-A-4-2-5:

$$\Delta T_s = \frac{k_p}{d_p} \left[\frac{T_F - T_s}{c_s \frac{W}{D} + \frac{c_p \rho_p d_p}{2}} \right] \Delta t \quad (\text{C-A-4-2-5})$$

El límite máximo para el intervalo de tiempo debiera ser 5 seg.

Idealmente, las propiedades de los materiales debieran ser consideradas como función de la temperatura. De forma alternativa, las propiedades de los materiales pueden ser evaluadas a la mitad del rango de temperatura esperada para el componente. Para miembros de acero protegidos, las propiedades de los materiales pueden ser evaluadas a 300 °C, y para materiales de protección puede ser considerada una temperatura de 500 °C.

Acero Exterior: El aumento de temperatura se puede determinar aplicando la siguiente ecuación:

$$\Delta T_s = \frac{q''}{c_s \left(\frac{W}{D} \right)} \Delta t \quad (\text{C-A-4-2-6})$$

donde q'' es el flujo de calor neto incidente sobre el miembro de acero.

Métodos Avanzados de Cálculo. La respuesta térmica de miembros de acero puede ser evaluada aplicando un modelo computacional. El modelo para analizar la respuesta térmica de miembros de acero, debiera considerar lo siguiente:

Condiciones de exposición establecidas en base a la definición del incendio de diseño.

- Es necesario estipular las condiciones de exposición ya sea en términos de una historia tiempo-temperatura, junto con parámetros de transferencia de calor de radiación y convección asociados a la exposición, o como un flujo de calor incidente. El flujo de calor incidente depende del escenario del incendio de diseño y la ubicación del ensamblaje estructural. El flujo de calor emitido por el fuego o humo puede ser determinado de un análisis de riesgo de incendio.

Propiedades de los materiales dependientes de la temperatura.

- Variación de la temperatura dentro del miembro de acero y cualquier componente de protección, especialmente donde la exposición varíe de lado a lado.

Nomenclatura:

- A_m área de la superficie de un miembro por unidad de longitud, m
- A_p área de la superficie interna del material de protección contra el fuego por unidad de longitud, m
- A_c área de la sección transversal, m²
- D perímetro de calor, m
- T temperatura, °C
- V volumen de un miembro por unidad de longitud, m²
- W peso (masa) por unidad de longitud, kg/m
- a coeficiente de transferencia de calor, W/m²·°C

c	calor específico, J/kg·°C
d	espesor, m
$h_{net,d}$	valor de diseño del flujo neto de calor por unidad de área, W/m ²
k	conductividad térmica, W/m·°C
l	longitud, m
t	tiempo de exposición al fuego, segundos
Δt	intervalo de tiempo, segundos
ρ	densidad, kg/m ³

Subíndices

a	acero
c	convección
m	miembro
p	material de protección contra el fuego
r	radiación
s	acero
t	dependiente del tiempo
T	dependiente de la temperatura

4.2.3. Resistencias de los Materiales a Temperaturas Elevadas

Las propiedades para el acero y el concreto a temperaturas elevadas se adoptan del *ECCS Model Code on Fire Engineering* (ECCS, 2001), Sección III.2 “*Material Properties*”. Estas propiedades genéricas son consistentes con aquellas en los Eurocodes 3 (Eurocode 3, 2002) y 4 (Eurocode 4, 2003), y reflejan el consenso de la ingeniería de incendios y la comunidad de investigación internacional. La información básica para las propiedades mecánicas del acero estructural a temperaturas elevadas se puede encontrar en Cooke (1988) y Kirby y Preston (1988).

4.2.4. Requisitos de Diseño Estructural

La resistencia del sistema estructural en el incendio de diseño se puede determinar por:

- Análisis estructural de los miembros individuales donde pueden ignorarse los efectos de la restricción a la expansión térmica y arqueo pero se incorpora la reducción de resistencia y rigidez con la temperatura.
- Análisis estructural de ensamblajes/subestructuras donde se consideran los efectos de expansión térmica y arqueo restringidos al incorporar no linealidades geométricas y del material.
- Análisis estructural global donde se considera expansión térmica restringida, arqueo, degradación del material y las no linealidades geométricas.

4.2.4.1 Integridad Estructural General

El requisito de integridad estructural general es consistente con el que aparece en la Sección 1.4 de ASCE (2002). La integridad estructural es la habilidad del sistema estructural de absorber y contener el daño local o falla sin llegar a un colapso progresivo que involucre a la estructura completa o una parte desproporcionadamente grande de ella. El Comentario C1.4 de la Sección 1.4 de ASCE (2002) contiene directrices sobre la integridad estructural general. La subdivisión de edificaciones/pisos de un edificio es

una manera efectiva de lograr resistencia al colapso progresivo como también de prevenir la propagación de un incendio, al igual que un arreglo celular de componentes estructurales que están bien unidos entre ellos provee estabilidad e integridad al sistema estructural al igual que aislación.

4.2.4.2. Requisitos de Resistencia y Límites de Deformación

A medida que se calientan los miembros estructurales, su expansión está restringida por los miembros adyacentes y conexiones. Las propiedades de los materiales se degradan con la temperatura creciente. Puede haber transferencia de carga desde los miembros más calientes a miembros adyacentes más fríos. La deformación excesiva puede ser beneficiosa en un incendio si permite aliviar tensiones inducidas térmicamente. La deformación es aceptable mientras se mantenga la separación horizontal y vertical como también la capacidad de soporte de carga total del sistema estructural.

4.2.4.3. Métodos de Análisis

4.2.4.3a. Métodos Avanzados de Análisis

Los métodos avanzados se requieren cuando se debe considerar la respuesta global del sistema estructural al incendio, la interacción entre miembros estructurales y miembros de separación, o la resistencia residual de sistema estructural después del incendio.

4.2.4.3b. Métodos Simples de Análisis

Los métodos simples pueden bastar cuando se puede suponer que un miembro o componente estructural está sujeto a un flujo uniforme de calor en todos sus lados y la suposición de temperatura uniforme es razonable, como por ejemplo, en una columna libre.

4.2.4.4. Resistencia de Diseño

La resistencia de diseño para miembros estructurales de acero y conexiones se calcula como ϕR_n , donde R_n = resistencia nominal, en la cual se toma en cuenta el deterioro en resistencia a temperaturas elevadas, y ϕ es el factor de resistencia. La resistencia nominal se calcula como en los Capítulos C, D, E, F, G, H, I, J y K de la Especificación, usando la resistencia y la rigidez de los materiales a altas temperaturas definidas en las Tablas A-4.2.1 y A-4.2.2. Mientras ECCS (2001) y Eurocode 1 (1991) especifican factores parciales para el material como igual a 1.0 para los estados límite “accidentales”, las incertezas en resistencia a temperaturas elevadas son sustanciales y en ciertos casos desconocidas. Por consiguiente, los factores de resistencia aquí son los mismos que en condiciones normales.

4.3. DISEÑO POR ENSAYOS DE CALIFICACIÓN

Los ensayos de calificación son una alternativa aceptable para diseñar por análisis para proveer resistencia al fuego. Se anticipa que la base será ACE (1998), ASTM (2000) y documentos similares.

Una condición no restringida es una en la cual la expansión en el apoyo de un miembro soportante de carga no es resistida por fuerzas externas al miembro y los extremos apo-

yados están permitidos de expandirse y rotar. Un miembro de acero apoyado en un muro en un solo tramo o en el tramo final de múltiples tramos, debe ser considerado no restringido cuando el muro no ha sido diseñado ni detallado para resistir empujes térmicos.

REFERENCIAS

Las referencias citadas tanto aquí como en cualquier parte del Comentario, están en la lista principal de referencias del Comentario.

AISI (1979), *Fire-Safe Structural Design—A Design Guide*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

ASCE (1998), *Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection*, ASCE Standard 29-99, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASTM (2000a), “Standard Test Methods to Determine Effects of Large Hydrocarbon Pool Fires on Structural Members and Assemblies (Standard E1529-00)”, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

Cooke, G.M.E. (1988), “An Introduction to the Mechanical Properties of Structural Steel at Elevated Temperatures”, *Fire Safety Journal*, Vol. 13, pp. 45–54.

ECCS (2001), *Model Code on Fire Engineering*, 1st Edition, European Convention for Constructional Steelwork Technical Committee 3, Brussels, Belgium.

Ellingwood, B. and Leyendecker, E.V. (1978), “Approaches for Design Against Progressive Collapse,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. 3, pp. 413–423.

Ellingwood, B. and Corotis, R.B. (1991), “Load Combinations for Building Exposed to Fires”, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 28, No. 1, pp. 37–44.

Kirby, B.R. and Preston, R.R. (1988), “High Temperature Properties of Hot-Rolled Structural Steels for Use in Fire Engineering Design Studies”, *Fire Safety Journal*, Vol. 13, pp. 27–37.

NFPA (2002), *Standard for the Inspection, Testing and Maintenance of Water-Based Fire Protection Systems*, NFPA 25, National Fire Protection Association, Quincy, MA.

NFPA(2002a), *Standard on Smoke and Heat Venting*, NFPA204, National Fire Protection Association, Quincy, MA.

Pate-Cornell, E. (1994), “Quantitative Safety Goals for Risk Management of Industrial Facilities”, *Structural Safety*, Vol. 13, No. 3, pp. 145–157.

SFPE (2002), *Handbook of Fire Protection Engineering*, 3rd Edition, DiNunno, P.J. (ed.), National Fire Protection Association, Quincy, MA.

BIBLIOGRAFÍA

Las siguientes referencias entregan mayor información sobre asuntos clave relacionados con diseño resistente a incendios de sistemas y componentes de edificaciones de acero, y son repre-

sentativas de la extensa literatura sobre el tema. Las referencias fueron elegidas porque son fácilmente accesibles a ingenieros que buscan diseñar estructuras de acero resistentes a incendios.

- AISI (1980), *Designing Fire Protection for Steel Columns*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- Bailey, C.G. (2000), "The Influence of the Thermal Expansion of Beams on the Structural Behavior of Columns in Steel-Framed Structures During a Fire", *Engineering Structures*, Vol. 22, No. 7, pp. 755–768.
- Bennetts, I.D. and Thomas, I.R. (2002), "Design of Steel Structures under Fire Conditions", *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 4, No. 1, pp. 6–17.
- Brozzetti, J. and others (1983), "Safety Concepts and Design for Fire Resistance of Steel Structures", IABSE Surveys S-22/83, IABSE Periodica 1/1983, ETH-Honggerberg, Zurich, Switzerland.
- Chalk, P.L., and Corotis, R.B. (1980), "Probability Model for Design Live Loads", *Journal of the Structures Division*, ASCE, Vol. 106, No. ST10, pp. 2,017–2,033.
- Chan, S.L., and Chan, B.H.M. (2001), "Refined Plastic Hinge Analysis of Steel Frames under Fire", *Steel and Composite Structures*, Vol. 1, No. 1, pp. 111–130.
- CIB W14 (1983), "A Conceptual Approach Towards a Probability Based Design Guide on Structural Fire Safety", *Fire Safety Journal*, Vol. 6, No. 1, pp. 1–79.
- CIB W14 (2001), "Rational Safety Engineering Approach to Fire Resistance of Buildings", CIB Report No. 269, International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Rotterdam, the Netherlands.
- Culver, C.G. (1978), "Characteristics of Fire Loads in Office Buildings", *Fire Technology*, Vol. 1491, pp. 51–60.
- Gewain, R.G. and Troup, E.W.J. (2001), "Restrained Fire Resistance Ratings in Structural Steel Buildings", *Engineering Journal*, AISC Vol. 38, No. 2, pp. 78–89.
- Huang, Z., Burgess, I.W., and Plank, R.J. (2000), "Three-Dimensional Analysis of Composite Steel-Framed Buildings in Fire", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 3, pp. 389–397.
- Jeanes, D.C. (1985), "Application of the Computer in Modeling Fire Endurance of Structural Steel Floor Systems", *Fire Safety Journal*, Vol. 9, pp. 119–135.
- Kruppa, J. (2000), "Recent Developments in Fire Design", *Progress in Structures Engineering and Materials*, Vol. 2, No. 1, pp. 6–15.
- Lane, B. (2000), "Performance-Based Design for Fire Resistance", *Modern Steel Construction*, AISC, December, pp. 54–61.

- Lawson, R.M. (2001), "Fire Engineering Design of Steel and Composite Buildings", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, pp. 1,233–1,247.
- Lie, T.T. (1978), "Fire Resistance of Structural Steel", *Engineering Journal*, AISC, Vol. 15, No. 4, pp. 116–125.
- Lie, T.T. and Almand, K.H. (1990), "A Method to Predict the Fire Resistance of Steel Building Columns", *Engineering Journal*, AISC, Vol. 27, pp. 158–167.
- Magnusson, S.E. and Thelandersson, S. (1974), "A Discussion of Compartment Fires", *Fire Technology*, Vol. 10, No. 4, pp. 228–246.
- Milke, J.A. (1985), "Overview of Existing Analytical Methods for the Determination of Fire Resistance", *Fire Technology*, Vol. 21, No. 1, pp. 59–65.
- Milke, J.A. (1992), "Software Review: Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire", *Fire Technology*, Vol. 28, No. 2, pp. 184–189.
- Newman, G. (1999), "The Cardington Fire Tests", Proceedings of the North American Steel Construction Conference, Toronto, Canada, AISC, Chicago, Illinois, pp. 28.1–28.22.
- Nwosu, D.I. and Kodur, V.K.R. (1999), "Behavior of Steel Frames Under Fire Conditions", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 26, pp. 156–167.
- Ruddy, J.L., Marlo, J.P., Ioannides, S.A. and Alfawakiri, F. (2003), *Fire Resistance of Structural Steel Framing*, Steel Design Guide No. 19, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
- Sakumoto, Y. (1992), "High-Temperature Properties of Fire-Resistant Steel for Buildings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 18, No. 2, pp. 392–407.
- Sakumoto, Y. (1999), "Research on New Fire-Protection Materials and Fire-Safe Design", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 12, pp. 1,415–1,422.
- Toh, W.S., Tan, K.H. and Fung, T.C. (2001), "Strength and Stability of Steel Frames in Fire: Rankine Approach", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 4, pp. 461–468.
- Usmani, A.S., Rotter, J.M., Lamont, S., Sanad, A.M. and Gillie, M. (2001), "Fundamental Principles of Structural Behaviour Under Thermal Effects", *Fire Safety Journal*, Vol. 36, No. 8.
- Wang, Y.C. and Moore, D.B. (1995), "Steel Frames in Fire: Analysis", *Engineering Structures*, Vol. 17, No. 6, pp. 462–472.
- Wang, Y.C. and Kodur, V.K.R. (2000), "Research Toward Use of Unprotected Steel Structures", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 12, pp. 1,442–1,450.
- Wang, Y.C. (2000), "An Analysis of the Global Structural Behavior of the Cardington Steel-Framed Building During the Two BRE Fire Tests", *Engineering Structures*, Vol. 22, pp. 401–412.

ANEXO 5

EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

5.1. DISPOSICIONES GENERALES

Las combinaciones de cargas presentes en este capítulo se refieren a la carga gravitacional ya que es esta la condición más prevalente. Si otras condiciones de carga son de consideración, tales como cargas laterales, debiera usarse la combinación de carga apropiada de ASCE (2002) o del código de edificaciones aplicable.

5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1. Determinación de los Ensayos Requeridos

La cantidad de ensayos requeridos depende de la naturaleza del proyecto, lo crítico del sistema estructural o miembro evaluado, y la disponibilidad de registros pertinentes al proyecto. En consecuencia, el ingeniero estructural responsable de la obra tiene la responsabilidad de determinar los ensayos específicos que se requieren y los lugares de donde deben obtenerse los especímenes.

2. Propiedades de Tracción

Las muestras requeridas para ensayos de tracción debieran ser extraídas de regiones de esfuerzo reducido, tales como puntas de alas de extremos de vigas y bordes de placas externas, para minimizar los efectos en el área reducida. El número de ensayos requeridos dependerá de si se hacen solamente para confirmar la resistencia de un material conocido o para establecer la resistencia de algún otro acero.

Se debe considerar que tanto el esfuerzo de fluencia determinado por métodos ASTM estándar como el informado por acerías y laboratorios de ensayo es algo mayor al esfuerzo de fluencia estático debido a los efectos dinámicos del ensayo. Además, la ubicación del espécimen de ensayo puede tener algún efecto. Estos efectos ya han sido considerados en las ecuaciones de resistencia nominal de esta Especificación. Sin embargo, cuando se evalúa resistencia por ensayo de carga, este efecto debe ser tomado en cuenta en la planificación del ensayo porque el esfuerzo tenderá a ocurrir antes de lo esperado. El esfuerzo de fluencia, F_{ys} , puede estimarse de aquel determinado por la aplicación de rutina de los métodos ASTM, F_y , utilizando la siguiente ecuación (Galambos, 1978; Galambos, 1998):

$$F_{ys} = R(F_y - 281) \quad (\text{C-A-5-2-1})$$

$$\left[S.I. : F_{ys} = R(F_y - 27) \right] \quad (\text{C-A-5-2-1M})$$

donde

F_{ys} = esfuerzo de fluencia estático, Kg/cm² (MPa)

F_y = esfuerzo de fluencia informado, Kg/cm² (MPa)

R = 0.95 para ensayos tomados de especímenes de alma

1.00 para ensayos tomados de especímenes de ala

El factor R en la Ecuación C-A-5-2-1 toma en cuenta el efecto de la ubicación en el esfuerzo de fluencia informado. Antes de 1997, los informes de aceria certificados para perfiles estructurales se basaban en especímenes extraídos del alma, de acuerdo con ASTM A6/A6M (ASTM, 2003). Posteriormente la ubicación especificada se cambia al ala. Durante 1997-1998, hubo una transición de especímenes del alma a especímenes del ala a medida que se adoptaban las nuevas disposiciones de ASTM A6/A6M (ASTM, 2003).

4. Tenacidad del Metal Base

El ingeniero estructural responsable de la obra debe especificar la ubicación de las muestras. Las muestras deben ser extraídas, cortadas a llama o cortadas con sierra. El ingeniero estructural responsable de la obra determinará si se requieren acciones de rehabilitación, como el posible uso de planchas de empalme apernadas.

5. Metal de Soldadura

Debido a que las conexiones son típicamente más confiables que los miembros estructurales, usualmente no son necesarios ensayos de resistencia de soldaduras metálicas. Sin embargo, investigaciones en terreno han indicado que algunas veces soldaduras de ranura de penetración completa en la unión, como en uniones viga-columna, no fueron realizadas de acuerdo con AWS D1.1 (AWS, 2004). Las disposiciones especificadas en AWS D1.1, Sección 5.2.4 entregan medios para juzgar la calidad de este tipo de soldadura. Donde sea posible, cualquier muestra extraída debiera obtenerse de empalmes en compresión en vez que de empalmes en tracción, ya que los efectos de reparaciones para restaurar el área muestreada son menos críticos.

6. Pernos y Remaches

Debido a que las conexiones son típicamente más confiables que los miembros estructurales, usualmente la extracción y ensayo de resistencia de los conectores no es necesaria. Sin embargo, se requieren ensayos de resistencia de pernos cuando estos no pueden ser identificados adecuadamente de otra forma. Debido a que la extracción y ensayo de remaches es difícil, suponer el grado de resistencia de remache más bajo simplifica la investigación.

5.3 EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2. Evaluación de Resistencia

Los factores de resistencia y de seguridad reflejan las variaciones en la determinación de la resistencia de miembros y conexiones, tales como incertidumbre en la teoría y variaciones en las propiedades de los materiales y dimensiones. Si una investigación de una estructura existente indica que hay variaciones en las propiedades de los materiales o dimensiones significativamente mayores que aquellas esperadas en la construcción, el ingeniero estructural responsable de la obra debiera considerar el uso de valores más conservadores.

5.4 EVALUACIÓN POR ENSAYOS DE CARGA

1. Determinación de la Intensidad de las Cargas mediante Ensayos

Generalmente, las estructuras que pueden ser diseñadas de acuerdo con las disposiciones de esta Especificación no necesitan confirmación mediante ensayos de los valores calculados. Sin embargo, pueden surgir situaciones especiales donde sea conveniente confirmar vía ensayos los resultados de los cálculos. Se entregan procedimientos de ensayo mínimos para determinar la intensidad de carga viva de una estructura. Sin embargo, en ningún caso la intensidad de carga viva determinada por ensayo deberá exceder el que se puede calcular usando las disposiciones de esta Especificación. Esto no busca desestimar el uso de ensayos para evaluar condiciones o configuraciones especiales que no estén cubiertas adecuadamente por esta Especificación.

Es esencial que el ingeniero estructural responsable de la obra tome todas las precauciones necesarias para asegurar que la estructura no falle catastróficamente durante el ensayo. Una evaluación cuidadosa de las condiciones estructurales antes del ensayo es un requisito fundamental. Esto incluye la medición y caracterización precisa del tamaño y la resistencia de los miembros, conexiones y los detalles. Todas las regulaciones de seguridad de OSHA y otros organismos pertinentes deben ser seguidas estrictamente. El uso de apuntalamiento y andamiaje puede ser necesario en las cercanías del área de ensayo para evitar situaciones inesperadas. Se debe monitorear cuidadosamente las deformaciones y evaluar constantemente las condiciones estructurales. En algunos casos puede ser conveniente monitorear las deformaciones unitarias también.

El ingeniero estructural responsable de la obra debe usar el juicio para determinar cuándo las deformaciones se están volviendo excesivas y terminar los ensayos a un nivel de carga seguro incluso si aún no se consigue la carga deseada. La carga incremental se especifica de manera que las deformaciones puedan ser monitoreadas en forma precisa y el desempeño de la estructura sea cuidadosamente observado. Inicialmente los incrementos de carga deben ser lo suficientemente pequeños como para que pueda determinarse el inicio de fluencia significativa. El incremento puede ser reducido a medida que la intensidad de comportamiento inelástico aumenta, y el comportamiento a este nivel sea cuidadosamente evaluado para determinar cuándo terminar el ensayo de forma segura. La descarga periódica después de iniciado el comportamiento inelástico ayuda al ingeniero estructural responsable de la obra a determinar cuándo terminar el ensayo para evitar que ocurra una deformación permanente excesiva o una falla catastrófica.

Se debe tener en cuenta que el margen de seguridad al nivel de la carga máxima usada en el ensayo puede ser muy pequeño, dependiendo de factores como el diseño original, el propósito de los ensayos y el estado de la estructura. Entonces, es imperativo adoptar todas las medidas de seguridad apropiadas. Se recomienda que la máxima carga muerta usada para los ensayos de carga sea elegida conservadoramente. Se debe tener presente que la experiencia con ensayos de más de un vano de la estructura es limitada.

La disposición que limita los aumentos en deformaciones para un periodo de una hora se da para tener la certeza de que la estructura es estable al nivel de carga evaluado.

2. Evaluación de la Serviciabilidad

En ciertos casos, puede ser necesario determinar mediante ensayos de carga el desempeño estructural bajo condiciones de servicio. Se debe tener en cuenta que una recuperación completa (en otras palabras, regreso a la posición reflectada inicial) una vez retirada la carga máxima es poco probable debido a fenómenos como: fluencia local, deslizamiento en la interfase de la losa en construcción compuesta, fluencia lenta en losas de hormigón, aplastamiento local o deformación en conexiones de corte en losas, deslizamiento en conexiones apertadas y efectos de continuidad. Dado que la mayor parte de las estructuras muestran cierta relajación ante la primera aplicación de carga, es apropiado volver a proyectar la curva carga-deformación para carga cero para determinar la relajación y eliminarla de las deformaciones registradas. Cuando se desee, la secuencia de aplicación de carga puede repetirse para demostrar que la estructura es esencialmente elástica bajo cargas de servicio y que la deformación permanente no es perjudicial.

5.5 INFORME DE EVALUACIÓN

Normalmente se lleva a cabo abundante evaluación y ensayos de carga en estructuras existentes cuando la documentación apropiada ya no existe o cuando hay un desacuerdo importante sobre el estado de la estructura. La evaluación resultante sólo es efectiva si está bien documentada, particularmente cuando hay ensayos de carga. Además, a medida que pasa el tiempo, pueden aparecer variadas apreciaciones de los resultados a menos que todos los parámetros de desempeño estructural, incluyendo las propiedades de los materiales, la resistencia y la rigidez, estén bien documentadas.

ANEXO 6

ARRIOSTRAMIENTO PARA LA ESTABILIDAD DE COLUMNAS Y VIGAS

6.1. DISPOSICIONES GENERALES

Los requisitos de diseño del Anexo 6 consideran dos tipos generales de sistemas de arriostramientos, relativo y nodal, como se muestra en la Figura C-A-6.1.

Un sistema de arriostramiento relativo de columna (tal como arriostramiento diagonal o muros de corte) está unido a dos ubicaciones a lo largo de la longitud de la columna que define la longitud no arriostrada. El sistema de arriostramiento relativo mostrado consiste en la diagonal y un puntal que controla el movimiento en un extremo de la longitud no arriostrada, A , con respecto al otro extremo de la longitud no arriostrada, B . Tanto la diagonal como el puntal contribuyen a la resistencia y la rigidez del sistema de arriostramiento relativo. Sin embargo, cuando el puntal es una viga de piso, su rigidez es grande comparada con la diagonal, entonces la diagonal controla la resistencia y rigidez del arriostramiento relativo.

Un arriostramiento nodal controla el movimiento sólo en el punto de arriostramiento particular, sin la interacción directa con puntos de arriostramientos adyacentes. Por lo tanto, para definir una longitud no arriostrada, debe haber puntos de arriostramiento adyacentes adicionales como se muestra en la Figura C-A-6.1. Los dos arriostramientos nodales de la columna en C y D que están unidos al apoyo rígido definen la longitud no arriostrada para la cual se puede usar $K = 1.0$. Para las vigas, un marco transversal entre dos vigas adyacentes a mitad de la luz es un arriostramiento nodal pues previene el giro de las vigas sólo en la ubicación particular del marco transversal. La longitud no arriostrada es la mitad del largo de la luz. El giro en los extremos de las dos vigas es restringido por las conexiones viga-columna en los apoyos extremos. De manera similar, un arriostramiento nodal lateral unido en la mitad de la luz al ala superior de las vigas y un apoyo rígido supone que no hay movimiento lateral en las ubicaciones de las columnas.

Los requisitos de arriostramiento buscan permitir que un miembro alcance potencialmente una carga máxima basado en la longitud no arriostrada entre los puntos arriostrados y $K = 1.0$. Esto no es lo mismo que la carga de pandeo sin desplazamiento transversal al eje del miembro, como se ilustra en la Figura C-A-6.2 para un voladizo arriostrado. La rigidez crítica es $1.0 P_e/L$, correspondiente a $K = 1.0$. Es necesario un arriostramiento con cinco veces esta rigidez para alcanzar el 95 % del límite $K = 0.7$. Teóricamente, se requiere un arriostramiento infinitamente rígido para alcanzar el límite de no desplazamiento transversal. El arriostramiento requerido para alcanzar las capacidades de rotación o límites de ductilidad especificados, está más allá del alcance de estas recomendaciones. La inelasticidad del miembro no tiene un efecto significativo en los requisitos del arriostramiento (Yura, 1995).

Winter desarrolló el concepto de un doble requisito para el diseño de arriostramientos: resistencia y rigidez (Winter, 1958; Winter, 1960). La fuerza en el arriostramiento es una función de la desalineación inicial de la columna, Δ_0 , y la rigidez del arriostramiento, β . Para un

sistema de arriostamiento relativo, la relación entre la carga de la columna, la rigidez del arriostamiento y el desplazamiento lateral se muestra en la Figura C-A-6.3. Si $\beta = \beta_i$, es la rigidez crítica del arriostamiento para un miembro perfectamente vertical, entonces $P = P_e$ solo cuando la deformación por desplazamiento transversal se vuelve muy grande. Desafortunadamente, estos grandes desplazamientos producen grandes fuerzas en el arriostamiento. En la práctica, Δ debe mantenerse pequeño al nivel de carga factorada.

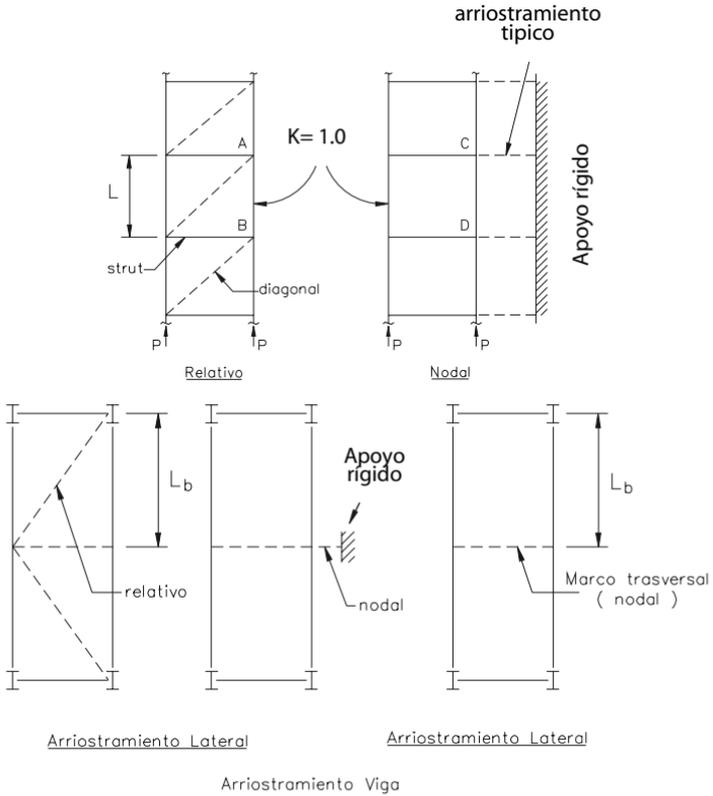


Fig. C-A-6.1 Tipos de Arriostamientos.

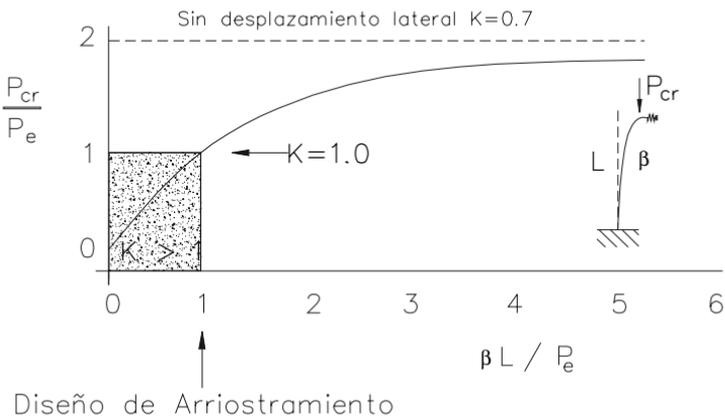


Fig. C-A-6.2 Arriostamiento en Voladizo.

Los requisitos de rigidez del arriostramiento, β_{br} , para marcos, columnas y vigas fueron elegidos como dos veces la rigidez crítica. Todos los requisitos de rigidez usan un $\phi = 0.75$. Para el sistema de arriostramiento relativo mostrado en la Figura C-A-6.3, $\beta_{br} = \beta_i$ entrega $P_{br} = 0.4\%P_c$ para $\Delta_0 = 0.002L$. Si la rigidez dada al arriostramiento, β_{act} , es diferente al requerimiento, entonces la fuerza en el arriostramiento o momento en el arriostramiento pueden ser multiplicados por el siguiente factor:

$$\frac{1}{2 - \frac{\beta_{br}}{\beta_{act}}} \tag{C-A-6-1}$$

No se especifica ϕ en los requisitos de resistencia del arriostramiento ya que ϕ esta incluido en las disposiciones de resistencia de diseño del componente en otros capítulos de esta Especificación.

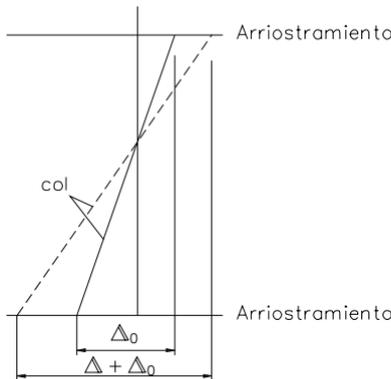
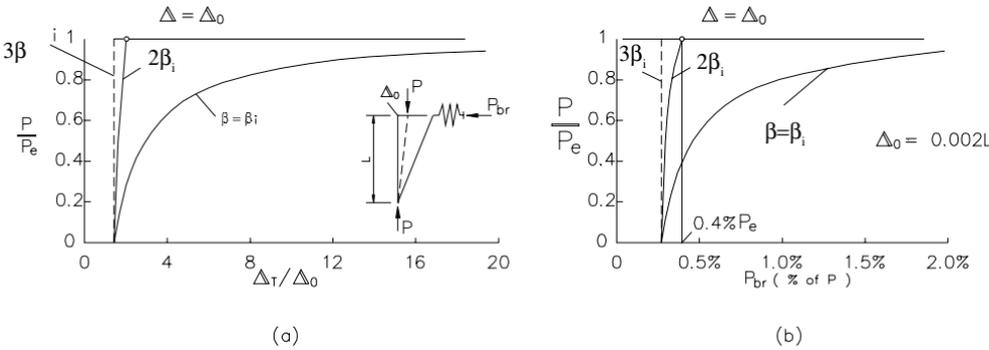


Fig. C-A-6.4. Definiciones de desplazamientos iniciales para arriostramientos nodales y relativos.

El desplazamiento inicial, Δ_0 , para arriostramientos relativos y nodales es definido con respecto a la distancia entre arriostramientos adyacentes, como se muestra en la Figura C-A-6.4. El Δ_0 inicial es un desplazamiento de la posición alineada en los puntos de arriostramiento causado por fuentes distintas a las elongaciones del arriostramiento por cargas gravitacionales o fuerzas de compresión, tales como desplazamientos causados por viento u otras fuerzas laterales, tolerancias de montaje, acortamiento de columna, etc. Las recomendaciones para el arriostramiento lateral de marcos, columnas y vigas se basan en un supuesto $\Delta_0 = 0.002L$, donde L es la distancia entre puntos de arriostramiento adyacentes. Para arriostramiento torsional de vigas se supone un ángulo de giro inicial, θ_0 , donde $\theta_0 = 0.002L/h_0$, y h_0 es la distancia entre los centroides de las alas. Para otros valores de Δ_0 y θ_0 , se debe usar la proporción directa para modificar los requisitos de resistencia del arriostramiento, P_{br} y M_{br} . Para casos en que sea poco probable que todas las columnas en un piso estén fuera de plomo en la misma dirección, Chen y Tong recomiendan un valor $\Delta_0 = 0.002L / \sqrt{n_0}$ promedio, donde columnas n_0 , cada una con un Δ_0 aleatorio, van a ser estabilizadas por el sistema de arriostramiento (Chen y Tong, 1994). Este Δ_0 reducido sería apropiado cuando se combinen fuerzas en los arriostramientos de estabilidad con las fuerzas de viento y sísmicas.

Se deben considerar las conexiones de arriostramientos, si estas son flexibles o pueden deslizarse, en la evaluación de la rigidez del arriostramiento, como sigue:

$$\frac{1}{\beta_{act}} = \frac{1}{\beta_{conn}} + \frac{1}{\beta_{brace}} \quad (C-A-6-2)$$

La rigidez del sistema de arriostramiento, β_{act} , es menor que la más pequeña de las rigideces de las conexiones, β_{conn} , o que la rigidez del arriostramiento, β_{brace} . El deslizamiento en conexiones con agujeros estándar no necesita ser considerado excepto cuando sólo se usan unos pocos pernos. Cuando se evalúa el arriostramiento de filas de columnas o vigas, debe considerarse la acumulación de las fuerzas de arriostramiento a lo largo de la longitud del arriostramiento que resulta en un desplazamiento diferente en cada ubicación de la viga o la columna. En términos generales, las fuerzas de arriostramiento pueden ser minimizadas incrementando el número de vanos arriostrados y usando arriostramientos rígidos.

6.2. COLUMNAS

Para el arriostramiento nodal de columna, la rigidez crítica es una función del número de arriostramientos intermedios (Winter, 1958; Winter, 1960). Para un arriostramiento intermedio, $\beta_i = 2P/L_b$, y para muchos arriostramientos $\beta_i = 4P/L_b$. La relación entre rigidez crítica y el número de arriostramientos, n , puede aproximarse (Yura, 1995) como $\beta_i = N_i P/L_b$, donde $N_i = 4 - 2/n$. El caso más severo (muchos arriostramientos) fue adoptado como requisito de rigidez del arriostramiento, $\beta_{br} = 2 \times 4P/L_b$. La rigidez del arriostramiento, Ecuación A-6-4, puede reducirse por la razón, $N_i/4$, para tomar en cuenta el número real de arriostramientos.

La longitud no arriostrada, L_b , en la Ecuación A-6-4 se supone igual al largo L_q , que permite a la columna alcanzar P_u . Cuando el espaciamiento real del arriostramiento es menor a L_q , la rigidez requerida calculada puede volverse algo conservadora ya que las ecuaciones de rigidez son inversamente proporcionales a L_b . En tales casos, L_q puede ser sustituido por L_b . (Esta sustitución es también aplicable para las formulaciones de arriostramiento nodal de vigas dadas en las Ecuaciones A-6-8 y A-6-9.). Por ejemplo, un W12×53 (W310×79) con $P_u = 181$ ton (1780 kN) puede tener una longitud no arriostrada máxima de 430 cm (4.3 m)

para acero A36 (A36M). Si el espaciamiento real del arriostramiento es de 240 cm (2.4 m), entonces puede usarse 430 cm (4.3 m) en la Ecuación A-6-4 para determinar la rigidez requerida. El uso de L_q en la Ecuación A-6-4 entrega estimaciones razonables de los requisitos de rigidez del arriostramiento; sin embargo, la solución puede aún resultar en estimaciones conservadoras de los requisitos de rigidez. Se puede mejorar la precisión tratando el sistema como un sistema de arriostramiento continuo, tal como lo presentan Galambos (1998); y Lutz y Fisher (1985).

Con respecto a los requisitos de resistencia del arriostramiento, el modelo rígido de Winter sólo toma en cuenta los efectos de fuerzas debido a desplazamientos laterales y entregaría una fuerza en el arriostramiento de $0.8\% P_u$. Para tomar en cuenta la fuerza adicional debido a la curvatura del miembro, esta fuerza teórica ha sido aumentada a $1.0\% P_u$.

6.3. VIGAS

El arriostramiento de vigas debe prevenir el giro de la sección, no el desplazamiento lateral. Tanto el arriostramiento lateral (por ejemplo, viguetas unidas al ala en compresión de una viga simplemente apoyada) y el arriostramiento torsional (por ejemplo, un marco transversal o diafragma entre dos vigas adyacentes) pueden controlar eficientemente el giro. Los sistemas de arriostramiento lateral unidos cerca del centroide de la viga son ineficientes. Para vigas con doble curvatura, el punto de inflexión no puede considerarse como un punto de arriostramiento porque en ese punto hay giro (Galambos, 1998). Un arriostramiento lateral en un ala cercana al punto de inflexión también es ineficiente. En casos de doble curvatura el arriostramiento lateral cerca del punto de inflexión debe estar unido a ambas alas para prevenir el giro, de no ser así, se deberá usar arriostramiento torsional. Los requisitos para el arriostramiento de vigas se basan en las recomendaciones de Yura (1993).

1. Arriostramiento Lateral

Para el arriostramiento lateral, el siguiente requisito de rigidez fue derivado siguiendo el enfoque de Winter:

$$\beta_{br} = 2N_i (C_b P_f) C_i C_d / \phi L_b \quad (\text{C-A-6-3})$$

donde

- $N_i = 1.0$ para arriostramiento relativo
- $= (4 - 2/n)$ para arriostramiento discreto
- $n =$ número de arriostramientos intermedios
- $P_f =$ fuerza de compresión en el ala de la viga
- $= \pi^2 E I_{yc} / L_b^2$
- $I_{yc} =$ momento de inercia fuera del plano del ala en compresión
- $C_b =$ modificador del momento del Capítulo F
- $C_i =$ toma en cuenta la carga en el ala superior (usar $C_i = 1.0$ para carga centroidal)
- $= 1 + (1.2/n)$
- $C_d =$ factor de doble curvatura (compresión en ambas alas)
- $= 1 + (M_S/M_L)^2$

M_S = menor momento que produce compresión en cada ala

M_L = mayor momento que produce compresión en cada ala

El factor C_d varía entre 1.0 y 2.0 y se aplica sólo al arriostamiento más cercano al punto de inflexión. El término $(2N_i C_i)$ puede ser aproximado de forma conservadora como 10 para cualquier número de arriostamientos nodales y 4 para arriostamientos relativos y $(C_b P_f)$ puede ser aproximado como M_u/h lo que simplifica la Ecuación C-A-6-3 a los requisitos de rigidez dados por las Ecuaciones A-6-6 y A-6-8. La Ecuación C-A-6-3 puede ser usada en vez de las Ecuaciones A-6-6 y A-6-8.

El requisito de resistencia del arriostamiento para arriostamiento relativo es

$$P_{br} = 0.004 M_u C_i C_d / h_0 \quad (\text{C-A-6-4a})$$

y para arriostamiento nodal

$$P_{br} = 0.01 M_u C_i C_d / h_0 \quad (\text{C-A-6-4b})$$

Estos se basan en suponer un desplazamiento lateral inicial del ala en compresión de $0.002L_b$. Los requisitos de resistencia del arriostamiento de las Ecuaciones A-6-5 y A-6-7 se derivan de las Ecuaciones C-A-6-4a y C-A-6-4b. En ellas se ha supuesto la carga aplicada en el ala superior ($C_i = 2$). Las ecuaciones C-A-6-4a y C-A-6-4b pueden ser usadas en vez de las Ecuaciones A-6-5 y A-6-7 respectivamente.

2. Arriostamiento Torsional

El arriostamiento torsional puede estar unido continuamente a lo largo de la longitud de la viga (por ejemplo, cubierta o losa metálica) o bien estar ubicado en puntos discretos a lo largo de la longitud del miembro (por ejemplo, marcos transversales). Con respecto a la respuesta de la viga, el arriostamiento torsional unido al ala en tracción es tan efectivo como un arriostamiento unido en la mitad de la profundidad o al ala en compresión. Aunque la respuesta de la viga es generalmente insensible a la ubicación del arriostamiento, la posición del arriostamiento en la sección transversal tiene un efecto en la rigidez del arriostamiento mismo. Por ejemplo, un arriostamiento torsional unido al ala inferior usualmente tenderá a flectarse en curvatura simple (por ejemplo, con una rigidez a flexión de $2EI/L$ basada en las propiedades del arriostamiento) mientras que un arriostamiento unido al ala superior usualmente tenderá a flectarse en curvatura inversa (por ejemplo, con una rigidez a flexión de $6EI/L$ basada en las propiedades del arriostamiento). Conexiones parcialmente restringidas pueden usarse en la medida que se considere su rigidez al evaluar la rigidez torsional del arriostamiento.

Los requisitos para el arriostamiento torsional se basan en la resistencia al pandeo de una viga con un arriostamiento torsional continuo a lo largo de su longitud que se presenta en Taylor y Ojalvo (1966) y modificada por Yura (1993) para considerar la distorsión en la sección transversal.

$$M_u \leq M_{cr} = \sqrt{(C_{bu} M_0)^2 + \frac{C_b^2 EI_y \beta_T}{2C_n}} \quad (\text{C-A-6-5})$$

El término $(C_{bu}M_0)$ es la resistencia al pandeo de la viga sin arriostramiento torsional. $C_n = 1.2$ cuando la carga se aplica en el ala superior y $C_n = 1.0$ para carga centroidal. $\beta_T = n \beta_T/L$ es la rigidez del arriostramiento torsional continuo por unidad de longitud o su equivalente cuando se usan n arriostramientos nodales, cada uno con rigidez β_T , a lo largo del vano L ; el 2 toma en cuenta la desalineación inicial. Despreciar el término del pandeo de la viga no arriostrada entrega una estimación conservadora del requisito de rigidez del arriostramiento torsional (Ecuación A-6-11).

Los requisitos de resistencia para los arriostramientos torsionales de vigas fueron desarrollados sobre la base de suponer una imperfección de giro inicial de $\theta_0 = 0.002L_b/h_0$, donde h_0 es igual a la altura de la viga. Cuando se suministra, por lo menos dos veces la rigidez ideal, resulta en una fuerza en el arriostramiento, $M_{br} = \beta_T\theta_0$. Usando la formulación LRFD de la Ecuación A-6-11 (sin ϕ), la resistencia requerida para el arriostramiento torsional es

$$M_{br} = \beta_T\theta_0 = \frac{2.4LM_u^2}{nEI_y C_b^2} \frac{L_b}{500h_0} \quad (\text{C-A-6-6})$$

Para obtener la Ecuación A-6-9, la ecuación fue simplificada como sigue:

$$M_{br} = \frac{2.4LM_u^2}{nEI_y C_b^2} \frac{L_b}{500h_0} \frac{\pi^2 L_b^2}{\pi^2 L_b^2} = \frac{2.4\pi^2 M_u L}{500nL_b C_b^2} \frac{M_u}{h_0} \frac{L_b^2}{C_b \pi^2 EI_y} \quad (\text{C-A-6-7})$$

El término M_u/h_0 puede aproximarse como la fuerza en el ala P_f , y el término $L_b^2/C_b \pi^2 EI_y$ puede representarse como el recíproco del doble de la resistencia a pandeo del ala ($1/2 P_f$). Reemplazando estos términos y evaluando las constantes resulta

$$M_{br} = \frac{0.024 M_u L}{nC_b L_b} \quad (\text{C-A-6-8})$$

que es la expresión dada por la Ecuación A-6-9.

Las Ecuaciones A-6-9 y A-6-12 dan los requisitos de resistencia y rigidez para vigas doblemente simétricas. Para secciones con simetría simple estas ecuaciones generalmente serán conservadoras. Mejores estimaciones de los requisitos de resistencia para arriostramiento torsional pueden obtenerse con la Ecuación C-A-6-6 reemplazando I_y por I_{eff} dado por la siguiente expresión:

$$I_{eff} = I_{yc} + \frac{t}{c} I_{yt} \quad (\text{C-A-6-9})$$

donde t es la distancia del eje neutro a las fibras extremas en tracción, c es la distancia del eje neutro a las fibras extremas en compresión, I_{yc} e I_{yt} son los momentos de inercia de las alas en compresión y tracción respectivamente con respecto a un eje a través del alma. Se pueden obtener buenas estimaciones de los requisitos de rigidez de arriostramientos torsionales para perfiles I de simetría simple, usando la Ecuación A-6-11 y reemplazando I_y por I_{eff} dado por la Ecuación C-A-6-9.

El término β_{sec} en las Ecuaciones A-6-10, A-6-12 y A-6-13 toma en cuenta la distorsión de la sección transversal. Un atiesador del alma en el punto de arriostamiento reduce esta distorsión de la sección transversal y mejora la efectividad del arriostamiento torsional. Cuando un marco transversal se une cerca de ambas alas o a un diafragma que es de aproximadamente la misma profundidad que la viga, entonces la distorsión del alma será insignificante de forma que β_{sec} tiende a infinito. La rigidez de arriostamiento requerida, β_{Tb} , dada por la Ecuación A-6-10 se obtuvo resolviendo la siguiente expresión que representa la rigidez del sistema incluyendo efectos de distorsión:

$$\frac{1}{\beta_T} = \frac{1}{\beta_{Tb}} + \frac{1}{\beta_{sec}} \quad (\text{C-A-6-10})$$

Los enrejados de cordones paralelos con ambos cordones extendiéndose hasta el extremo de la luz y unidos a apoyos pueden ser tratados como vigas. Para determinar los requisitos de resistencia y rigidez del arriostamiento, en las Ecuaciones A-6-5 a A-6-9, M_u , puede ser tomado como la máxima fuerza de compresión en el cordón multiplicada por la altura del enrejado. No es necesario considerar efectos de distorsión de la sección transversal, β_{sec} , cuando se usan como arriostamiento marcos transversales de profundidad completa. Cuando cualquiera de los cordones no se extiende hasta el extremo del vano, se debe prestar atención para controlar el giro cerca de los extremos del vano, usando marcos transversales o amarras.

ANEXO 7

MÉTODO DIRECTO DE ANÁLISIS

El Anexo 7, Método Directo de Análisis, entrega un nuevo método para el análisis de la estabilidad y diseño de sistemas de acero estructural compuestos de marcos de momento, marcos arriostrados, muros de corte o una combinación de ellos (AISC-SSRC, 2003a). Aunque la formulación precisa del método es exclusiva de la Especificación AISC, algunas de sus características tienen similitudes con otras especificaciones de diseño importantes alrededor del mundo incluyendo los Eurocodes, Australian Standard, Canadian Standard y ACI 318.

El método directo de análisis ha sido desarrollado con la meta de determinar de manera más precisa los efectos de las cargas en la estructura en la etapa de análisis y eliminar la necesidad de calcular la longitud efectiva de pandeo (factor K) para columnas en el primer término de las ecuaciones de interacción viga-columna. Este método es, entonces, un importante paso adelante en el diseño de marcos de momento de acero con respecto a ediciones anteriores de la Especificación. Además, el método puede ser usado para el diseño de marcos arriostrados y sistemas de marco combinados. Por lo tanto, este método puede ser usado para el diseño todos los tipos de estructuras de marcos de acero utilizados en la práctica. En el futuro el método puede expandirse más allá de su uso como una herramienta de análisis elástico de segundo orden como se presenta aquí. Por ejemplo, puede ser aplicado con análisis inelástico o plástico. Además puede ser usado en el análisis de estructuras compuestas, aunque esta aplicación no está explícitamente tratada en esta Especificación.

El Capítulo C requiere que el método directo de análisis, como aquí se describe, sea usado donde el valor de la razón de amplificación de la *deriva* $\Delta_{2do\ orden}/\Delta_{1er\ orden}$ (o B_2 de la Ecuación C2-3), determinado de un análisis de primer orden de la estructura, exceda 1.5. El método también puede ser usado en vez de los métodos descritos en el Capítulo C para el análisis y diseño de cualquier marco resistente a cargas laterales de una edificación de acero.

7.1. REQUISITOS GENERALES

Potencialmente hay muchos parámetros y efectos de comportamiento que influyen la estabilidad de estructuras de marcos de acero (Birnstiel y Iffland, 1980; McGuire, 1992; White y Chen, 1993; ASCE Task Committee on Effective Length, 1997; Deierlein y White, 1998). Tres de los aspectos más importantes de comportamiento de estabilidad incluyen las no-linealidades geométricas, la propagación de plasticidad y los estados límite en los miembros. Estos aspectos a la larga gobiernan las deformaciones del marco bajo las cargas aplicadas y los efectos de carga resultantes en la estructura.

No-linealidades Geométricas e Imperfecciones. Las disposiciones modernas de diseño por estabilidad se basan en la premisa de que las fuerzas en los miembros son calculadas mediante un análisis elástico de segundo orden, donde se satisface el equilibrio en la geometría de la estructura deformada. La amplificación de las fuerzas del análisis de primer orden por los factores tradicionales B_1 y B_2 en el Capítulo C es un método para desarrollar un análisis elástico de segundo orden aproximado. Cuando los efectos de inestabilidad sean importantes, se debe tener especial consideración con las imperfecciones geométricas iniciales en la estructura debido a tolerancias de fabricación y montaje. En el desarrollo y calibración del método directo de análisis, las imperfec-

ciones geométricas iniciales son supuestas conservadoramente iguales a las tolerancias máximas de fabricación y montaje permitidas por el AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2005). Para columnas y marcos, esto implica aceptar una excentricidad del miembro igual a $L/1000$, donde L es la longitud del miembro entre puntos de arriostamiento o uniones, y un desaplomo del marco igual a $H/500$, donde H es la altura del piso. El desaplomo puede estar también limitado por los límites absolutos especificados en el *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC,2005).

Propagación de Plasticidad. El método directo de análisis también está calibrado contra análisis inelásticos de plasticidad distribuida que toman en cuenta la propagación de plasticidad a través de la sección transversal del miembro y a lo largo de su longitud. Las *tensiones residuales* térmicas nominales en perfiles W se supone que tienen un valor máximo de $0.3F_y$ en compresión en las puntas de las alas y distribuido de acuerdo al llamado patrón de Lehigh, vale decir, una variación lineal a través de las alas y una tensión uniforme en el alma (Deierlein y White, 1998).

Estados Límite del Miembro. La resistencia del miembro puede estar controlada por uno o más de los siguientes estados límite: fluencia de la sección transversal, pandeo local, pandeo de flexión y pandeo lateral-torsional o *flexo-torsional*. Para vigas-columnas en flexión en un eje y compresión, los resultados del análisis del método directo de análisis pueden ser usados con las nuevas ecuaciones de interacción del Capítulo H, las cuales consideran el pandeo en el plano de flexión y la inestabilidad lateral-torsional fuera del plano de manera separada. Las ecuaciones de interacción separadas reducen la tendencia conservadora en las disposiciones de la 1999 LRFD *Specification* (AISC, 2000b), las cuales combinan la evaluación de los dos estados límite en una misma ecuación, usando la combinación más severa de límites en el plano y fuera del plano para $P_u/\phi P_n$ y $M_u/\phi M_n$. Una ventaja significativa del método directo de análisis es que la evaluación en el plano con P_n en la ecuación de interacción se determina usando $K = 1.0$ (en otras palabras $KL = L$).

Análisis de Segundo Orden. Las disposiciones de diseño por estabilidad del Capítulo C están desarrolladas para su uso en análisis elástico de segundo orden. Es importante que sean consideradas en el análisis todas las deformaciones de los componentes y las conexiones que contribuyan al desplazamiento lateral. En la práctica, hay distintos enfoques que pueden usarse para llevar a cabo el análisis de segundo orden, algunos de los cuales son más rigurosos que otros.

Se entiende por análisis de segundo orden rigurosos, aquellos que modelan de manera precisa todos los efectos de segundo orden significativos. Los análisis rigurosos incluyen la solución de la ecuación diferencial gobernante, ya sea por medio de funciones de estabilidad o programas para computador de análisis de marcos que modelen estos efectos (McGuire, 1992; Deierlein y White, 1998). Muchos programas comerciales modernos para computador (pero no todos) son capaces de desarrollar análisis rigurosos, aunque esto debiera ser verificado por el usuario para cada programa en particular. Los métodos que modifican los resultados de análisis de primer orden por medio de amplificadores de segundo orden (por ejemplo, los factores B_1 y B_2) son en algunos casos lo suficientemente precisos como para constituir un análisis riguroso. Un tipo común de análisis aproximado es uno que captura sólo efectos $P-\Delta$ debido a traslaciones de los

extremos del miembro (por ejemplo, desplazamiento de entrepiso) pero falla en capturar efectos $P-\delta$ debido a la curvatura del miembro relativa a su cuerda. Si los efectos $P-\delta$ son significativos, pueden aparecer errores en los métodos alternativos que no consideran de manera precisa el efecto de momentos $P-\delta$ en la amplificación tanto de los momentos de miembros locales como de los desplazamientos globales (Δ). Estos errores pueden ocurrir tanto con programas de análisis de segundo orden como con los amplificadores B_1 y B_2 . Maleck y White (2003) sugieren una ecuación equivalente a la Ecuación A-7-1 para distinguir casos donde los efectos $P-\delta$ pueden ser ignorados de forma segura. Alternativamente, el ingeniero debiera verificar la precisión del análisis de segundo orden comparándolo con soluciones conocidas para condiciones similares a aquellas de la estructura. Ejemplos de errores que pueden encontrarse se discuten en LeMessurier (1977); y Deierlein y White (1998).

Se sugiere que en la mayoría de las estructuras de edificaciones, la amplificación del *desplazamiento lateral* de segundo orden (o el equivalente B2), calculado con la rigidez reducida, no debiera exceder de $\Delta_{2do\ orden}/\Delta_{1er\ orden} = 2.5$. A niveles mayores de amplificación, pequeños cambios en cargas gravitacionales o rigideces pueden resultar en cambios relativamente grandes en las deformaciones laterales y fuerzas internas de segundo orden, debido a no-linealidades geométricas importantes. Nótese además que los requisitos de rigidez para controlar desplazamientos laterales sísmicos se incluyen en muchos códigos de diseño de edificaciones que prohíben que niveles de amplificación o B_2 excedan 1.5 a 1.6 aproximadamente (típicamente calculado, para estructuras de acero, sin usar una rigidez reducida) (ICC, 2003).

Método de la Longitud Efectiva versus Método Directo de Análisis. El método de la longitud efectiva para calcular la resistencia axial a compresión del miembro, como se discute en el Capítulo C de este Comentario, ha sido usado en varias formas en la Especificación AISC desde 1961. Las disposiciones del actual Capítulo C son esencialmente las mismas que aquellas de la 1999 LRF D *Specification* (AISC, 200b), con la excepción de que: (1) se imponen límites a la magnitud de los efectos de segundo orden (cuantificados por $\Delta_{2do\ orden}/\Delta_{1er\ orden}$) o B_2 limitado a 1.5; y (2) se requiere una carga lateral mínima de $0.002Y_i$ (donde Y_i es la carga gravitacional de diseño actuando en el nivel i) colocada en cada nivel de la estructura para todas las combinaciones de carga gravitacionales. Estos límites y requisitos se especifican para el método de longitud efectiva (el cual usa la geometría nominal y la rigidez elástica) para limitar los errores causados por no tomar en cuenta explícitamente en el análisis el desaplomo y la reducción de la rigidez de los miembros debido a la propagación de plasticidad. El método se basa en calcular las longitudes de pandeo efectivas de la columna, KL , las cuales tienen su base en teoría de estabilidad elástica (o inelástica). En el método de longitud efectiva, la longitud efectiva de pandeo KL , o alternativamente la carga equivalente de pandeo de columna, $P_e = \pi^2 EI / (KL)^2$, se usa para calcular una resistencia de compresión axial, P_n , mediante una curva de columna empírica que toma en cuenta las imperfecciones geométricas y fluencia distribuida (incluidos los efectos de las tensiones residuales). Esta resistencia de columna es combinada luego con la resistencia a flexión, M_n , y fuerzas de segundo orden, P_u y M_u , en las ecuaciones de interacción viga-columna.

Las diferencias entre el método de longitud efectiva y el método directo de análisis radican principalmente en la evaluación de la resistencia en el plano. La Figura C-A-7-1(a) muestra un gráfico de la ecuación de interacción en el plano para el método de

longitud efectiva, donde el punto ancla en el eje vertical, P_{nKL} , es determinado usando una longitud efectiva de pandeo. También se muestra en este gráfico la misma ecuación de interacción con el primer término basado en la carga de fluencia, P_y . Para miembros de perfil W, esta ecuación de interacción viga-columna en el plano es una estimación razonable del estado de fuerzas internas asociadas a la plastificación completa de la sección transversal. La respuesta P versus M de un miembro típico, obtenida de un análisis de segundo orden con propagación de plasticidad y catalogado como “respuesta real”, indica la máxima fuerza axial, P_u , que el miembro puede soportar antes del comienzo de la inestabilidad. También se muestra la respuesta carga-deformación de un análisis elástico de segundo orden usando la geometría nominal y la rigidez elástica, como se hace en el método de la longitud efectiva. La curva de “respuesta real” tiene momentos mayores que la curva elástica de segundo orden anterior debido al efecto combinado de fluencia distribuida e imperfecciones geométricas, los cuales no se incluyen en el análisis elástico de segundo orden. En el método de la longitud efectiva, la intersección de la curva de análisis elástico de segundo orden con la curva de interacción P_{nKL} determina la resistencia del miembro. El gráfico en la Figura C-A-7.1(a) muestra que el método de longitud efectiva está calibrado para entregar una resistencia axial resultante, P_u , consistente con la respuesta real. Para columnas esbeltas, el cálculo de la longitud efectiva KL (y P_{nKL}) es crítico para lograr una solución precisa cuando se usa el método de la longitud efectiva.

Aunque el método de la longitud efectiva está calibrado para calcular de manera precisa la resistencia en el plano del miembro, una consecuencia del procedimiento es que este subestima los momentos internos reales bajo las cargas factoradas (ver Figura C-A-7.1(a)). Esto no es consecuente para la evaluación de la resistencia viga-columna en el plano (ya que P_{nKL} reduce la resistencia efectiva en la proporción correcta); sin embargo, el momento reducido puede afectar el diseño de las vigas y conexiones, las que aportan una restricción rotacional a la columna. Esto es de gran importancia cuando los momentos calculados son pequeños y las cargas axiales altas, de forma tal que los momentos $P-\Delta$ inducidos por el desaplomo de la columna pueden ser significativos.

Una ventaja importante del método directo de análisis es que captura de manera precisa las fuerzas internas en la estructura, particularmente para los casos donde hay cargas gravitacionales altas y cargas laterales bajas. Esta ventaja se debe a la aplicación de cargas laterales ficticias a la estructura y a la reducción de la rigidez del marco como datos al inicio del análisis.

7.2. CARGAS FICTICIAS

Las cargas ficticias son cargas laterales que se aplican en cada nivel del marco y son especificadas en términos de las cargas gravitacionales aplicadas a ese nivel. Las cargas gravitacionales ocupadas para determinar la carga teórica deben ser iguales o mayores a las cargas gravitacionales asociadas a la combinación de carga evaluada. Las cargas ficticias deben ser aplicadas en la dirección que aumente los efectos desestabilizadores bajo la combinación de carga especificada.

El propósito de las cargas ficticias es contabilizar los efectos desestabilizadores de imperfecciones geométricas, condiciones no ideales (tales como los efectos de las cargas gravitacionales incidentales repetitivas, gradientes de temperatura a través de la estruc-

tura, asentamiento de la fundación, acortamiento desigual de columnas o cualquier otro efecto que pudiera inducir desplazamientos transversales que no están explícitamente considerados en el análisis), la inelasticidad en los miembros estructurales, o una combinación de estos. Aunque toma en cuenta cualquiera o todos estos efectos potenciales, la magnitud de la carga teórica $0.002Y_i$ puede pensarse como representando un desaplomo inicial de cada piso de $1/500$ veces la altura del piso. Si el ingeniero estructural puede justificar un valor menor, se permite ajustar proporcionalmente la magnitud de la carga ficticia. Nótese que también es admisible modelar la estructura en un estado de desaplomo supuesto en vez de aplicar la carga teórica.

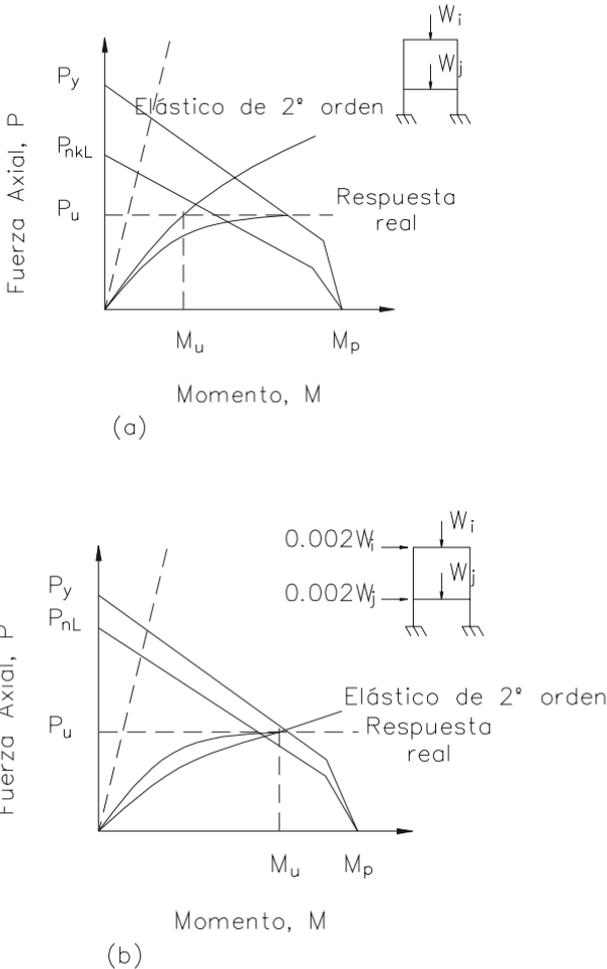


Fig. C-A-7.1. Comparación de la verificación de la interacción viga-columna en el plano para (a) Método del Largo Efectivo y (b) Método de Análisis directo.

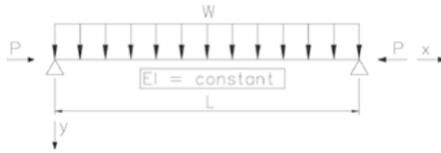
7.3. LIMITACIONES DE DISEÑO-ANÁLISIS

El método directo de análisis comienza con el requisito básico de calcular de manera precisa los efectos de las fuerzas internas usando un análisis de segundo orden riguroso. Esta estipulación se impone al método para poder permitirse el lujo de usar $K = 1.0$ en el primer término de la ecuación de interacción viga-columna. Para obtener precisión en el cálculo de los efectos de segundo orden, deben imponerse ciertas restricciones al método, como se discute más abajo.

La primera restricción (cláusula 1) requiere que se lleve a cabo un análisis de segundo orden riguroso que considere los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$. Los efectos $P-\Delta$ son los efectos de cargas actuando en la posición desplazada de uniones o nodos en una estructura. Los efectos $P-\delta$ son los efectos de cargas actuando en la posición deformada de un miembro entre uniones o nodos. Dos problemas de referencia se han establecido para determinar cuando un análisis cumple o no los requisitos de un análisis de segundo orden riguroso adecuado para usarse en el método directo de análisis. Las descripciones de los problemas y sus soluciones rigurosas a la ecuación diferencial se muestran en la Figura C-A-7.2. El caso 1 es una viga columna simplemente apoyada solicitada por una carga transversal uniforme entre sus apoyos. Este problema contiene sólo un efecto $P-\delta$ ya que no hay desplazamiento de un extremo del miembro relativo al otro. El segundo caso es una columna mástil con una carga lateral en su parte superior. Este problema contiene tanto el efecto $P-\Delta$ como el $P-\delta$. La figura C-A-7.3 grafica los resultados del momento y deformación máximos como función de la carga aplicada P/P_{eL} usando la solución rigurosa. Nótese además que si la magnitud de la carga axial en el miembro es menor o igual a $0.15P_{eL}$ (donde $P_{eL} = \pi^2 EI/L^2$), entonces se permite ignorar el efecto $P-\delta$ en el desplazamiento lateral Δ de la estructura, ya que el error en hacerlo es relativamente pequeño (Maleck y White, 2003). Sin embargo, se debe considerar el efecto $P-\delta$ en el momento interno en el miembro (ver Figuras C-A-7.2 y C-A-7.3). Cuando se usan los problemas de referencia para calcular la exactitud de un método de análisis de segundo orden o programa de computador, el modelo de computador debiera utilizar uniones sólo en los extremos del miembro (a menos que se planee usar uniones a lo largo de la longitud del miembro en la estructura real a ser modelada). Tanto momentos como deformaciones deben ser verificadas en la ubicación mostrada para varios niveles de carga axial en el miembro (incluyendo cargas que resulten en amplificación de momento y deformación, M_{max}/M_0 y y_{max}/y_0 , mayor a 2.5). Los resultados deben coincidir con un margen de un 3 %. Otros problemas de referencia posibles pueden encontrarse en Chen y Lui (1987), que contiene la solución rigurosa para una viga-columna simplemente apoyada solicitada a compresión y momentos aplicados en los extremos, y también la solución para una viga-columna doblemente empotrada sujeta a compresión y carga uniformemente distribuida. Típicamente, el cálculo de los valores precisos de los momentos internos M_r es más difícil en problemas donde la carga en el miembro y/o las condiciones de borde de desplazamiento no son simétricas.

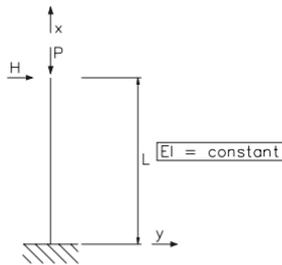
La segunda restricción (cláusula 2) requiere la aplicación de una carga ficticia $N_i = 0.002Y_i$, donde Y_i es la carga gravitacional de la combinación de carga apropiada actuando en el nivel i . Las cargas ficticias se requieren para tomar en cuenta los efectos desestabilizadores de las imperfecciones iniciales y otras condiciones que puedan introducir desplazamientos transversales no modelados explícitamente en la estructura. Nótese que el coeficiente de carga teórica 0.002 se basa en una razón de desaplomo inicial por todos

los efectos de $1/500$. Donde se justifique otro valor, el coeficiente puede ser ajustado proporcionalmente. Cuando los efectos de segundo orden se mantienen a un nivel tal que la amplificación por deriva $\Delta_{2do\ orden}/\Delta_{1er\ orden}$ o $B_2 \leq 1.5$ (1.71 usando la rigidez elástica reducida), entonces se permite aplicar las cargas ficticias sólo en las combinaciones de carga gravitacionales y no en combinación con otras cargas laterales. En este rango bajo de amplificación de deriva lateral o B_2 , los errores resultantes en las fuerzas internas son relativamente pequeños. Si las cargas ficticias son aplicadas en combinación con otras cargas laterales, no existe necesidad de verificar el límite para B_2 . En todos los casos se permite usar la geometría desaplomada supuesta en el análisis de la estructura en vez de aplicar las cargas ficticias como una manera aceptable de considerar los efectos de las imperfecciones geométricas.

Caso 1

$$M_{MAX} \left(@ x = \frac{L}{2} \right) = \frac{wL^2}{8} \left[\frac{2(\sec u - 1)}{u^2} \right] \quad \text{donde } u = \sqrt{\frac{PL^2}{4EI}}, \quad M_o = \frac{wL^2}{8}$$

$$y_{MAX} \left(@ x = \frac{L}{2} \right) = \frac{5wL^4}{384EI} \left[\frac{12(2\sec u - u^2 - 2)}{5u^4} \right] \quad \text{donde } y_o = \frac{5wL^4}{384EI}$$

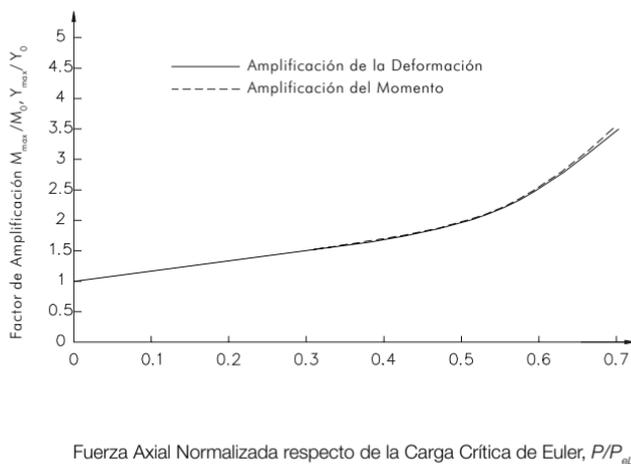
Caso 2

$$M_{MAX} (@ x = 0) = HL \left[\frac{\tan \alpha}{\alpha} \right] \quad \text{donde } a = \sqrt{\frac{PL^2}{EI}}, \quad M_o = HL$$

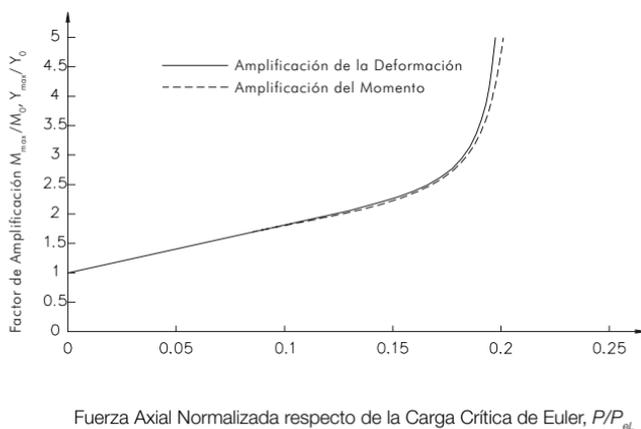
$$y_{MAX} (@ x = L) = \frac{HL^3}{3EI} \left[\frac{3(\tan \alpha - \alpha)}{\alpha^3} \right] \quad \text{donde } y_o = \frac{HL^3}{3EI}$$

Fig. C-A-7.2. Problemas comparativos.

La tercera restricción (cláusulas 3 y 4) requiere que el análisis esté basado en una rigidez reducida ($EI^* = 0.8\tau_b EI$ y $EA^* = 0.8EA$) en la estructura. Existen dos razones para imponer la rigidez reducida para el análisis. Primero, para marcos con elementos esbeltos, donde el límite esté gobernado por estabilidad elástica, el factor de 0.8 para la rigidez resulta en una resistencia disponible del sistema de 0.8 veces el límite de estabilidad elástica.



Caso 1



Caso 2

Fig. C-A-7.3. Valores máximos de momento y deformación como función de la carga axial para problemas comparativos.

Esto es aproximadamente equivalente al margen de seguridad que implica el diseño de columnas esbeltas por el procedimiento de longitud efectiva donde la resistencia de diseño $\phi P_n = 0.9(0.877)P_e = 0.79P_e$ donde P_e es la carga crítica elástica, 0.9 es el factor de resistencia especificado y 0.877 es un factor de reducción en la ecuación de curva de columna (Ecuación E3-3). Segundo, para marcos con columnas intermedias o cortas, el factor $0.8\tau_b$ reduce la rigidez para tomar en cuenta el ablandamiento inelástico previo a que los miembros alcancen su resistencia de diseño. El factor τ_b es similar al factor inelástico de reducción de la rigidez implícito en la curva de columna para considerar la pérdida de rigidez bajo cargas altas de compresión ($P_u > 0.5 P_y$), y el factor 0.8 considera el ablandamiento adicional bajo compresión axial y flexión. Es una coincidencia fortuita que los coeficientes de reducción para columnas esbeltas y compactas estén los suficientemente cerca, de forma que el factor de reducción único $0.8\tau_b$ funcione sobre todo el rango de esbeltez. Los requisitos de rigidez reducida y carga ficticia sólo se re-

fieren al análisis para los estados límite de resistencia. Estos no se aplican al análisis de las condiciones de servicio de deformaciones excesivas, vibración, etc. Para facilidad en la aplicación en la práctica de diseño, donde $\tau_b = 1$, la reducción en EI y EA puede aplicarse modificando E en el análisis. Sin embargo, para programas de computador que hacen diseño semi-automático, uno debiera asegurarse de que E reducido se aplique sólo en el análisis de segundo orden. El módulo elástico no debe ser reducido en ecuaciones de resistencia nominal que incluyen E (por ejemplo, M_n para vigas no arriostradas lateralmente). Como se muestra en la Figura C-A-7.1(b), el efecto neto de modificar el análisis como recién se acaba de describir es amplificar las fuerzas de segundo orden de forma que están más cercanas a las fuerzas internas reales en la estructura. Es por esta razón que la interacción viga-columna para pandeo en flexión en el plano se verifica usando una resistencia axial P_{nl} calculada de la curva de columna usando la longitud no arriostrada real L , en otras palabras, con $K = 1.0$.

En aquellos casos donde la flexibilidad de otros componentes estructurales (por ejemplo, las conexiones, los detalles flexibles en la base de columna, o enrejados horizontales actuando como diafragmas) se modela explícitamente en el análisis, la rigidez de los otros miembros estructurales debe reducirse también. Conservadoramente, la reducción de rigidez puede tomarse como $EA^* = 0.8EA$ y/o $EI^* = 0.8EI$ para todos los casos. Surovek-Maleck, White y León (2004) discuten la reducción apropiada de rigideces de las conexiones en el análisis de marcos parcialmente restringidos (PR).

Análisis de Primer Orden Simplificado Basado en el Método Directo ($K = 1.0$). El método directo de análisis constituye la base técnica de las disposiciones de la Sección C2.2b para diseñar mediante análisis elástico de primer orden con $K = 1.0$ (Kuchenbecker, White y Surovek-Maleck, 2004). El método se basa en un desaplomo supuesto de la estructura $\Delta_0/L = 0.002$, una razón de desplazamiento lateral máxima objetiva Δ/L , y rigideces reducidas en los miembros del marco ($0.8\tau_b EI$ y $0.8EA$). El análisis de primer orden se lleva a cabo usando la rigidez nominal (no reducida), y la anterior reducción de rigidez es contabilizada sólo dentro del cálculo de los factores de amplificación. El método es aplicable a los marcos arriostrados, de momento y combinados. Este método tiene un número de ventajas bien diferenciadas comparado al enfoque elástico de primer orden amplificado especificado en el Capítulo C:

- (1) Las fuerzas y momentos internos de segundo orden son determinados directamente como parte del análisis de primer orden.
- (2) No hay necesidad de subdividir artificialmente el análisis en dos etapas NT (estructura impedida de desplazarse lateralmente) y LT (lateralmente desplazable).

Kuchebecker y sus colaboradores (2004) presentan una forma general del método sugerido. Si se emplea el enfoque anterior, puede mostrarse que para $B_2 \leq 1.5$ y $\tau_b = 1.0$ la carga lateral adicional que requiere ser aplicada con otras cargas laterales en un análisis de primer orden de la estructura, usando la rigidez nominal (no reducida), puede determinarse como:

$$N_i = \left(\frac{B_2}{1 - 0.2B_2} \right) \frac{\Delta}{L} Y_i \geq \left(\frac{B_2}{1 - 0.2B_2} \right) 0.002Y_i \quad (\text{C-A-7-3-1})$$

donde B_2 y Y_i son los definidos en el Capítulo C, y Δ/L es la razón máxima de desplazamiento lateral de primer orden objetivo debido ya sea a las combinaciones de cargas para

el estado de límite de resistencia LRFD o a 1.6 veces las combinaciones de cargas para el estado límite de resistencia ASD. Nótese que si B_2 (basado en la rigidez reducida) se fija en el límite de 1.5 recomendado en el Capítulo C, entonces;

$$N_i = 2.1(\Delta / L)Y_i \geq 0.0042 Y_i \quad (\text{C-A-7-3-2})$$

Esta es la carga lateral adicional requerida en la Sección C2.2b(2) del Capítulo C.