

**CONEXIONES PRECALIFICADAS PARA PÓRTICOS DE ACERO
RESISTENTES A MOMENTOS, CON CAPACIDAD MODERADA O ESPECIAL
DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, PARA APLICACIONES SÍSMICAS,
INCLUYENDO EL SUPLEMENTO No. 1**

Norma Americana original: ANSI/AISC 358-16/358s1-18 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”

American Institute of Steel Construction - AISC
130 East Randolph Street, Suite 2000, Chicago, Illinois 60601
www.aisc.org

Substituye a las siguientes normas:
ANSI/AISC 358-10, ANSI/AISC 358s1-11, ANSI/AISC 358s2-14 y a todas las versiones anteriores.

Aprobado por el Panel de Revisión de Conexiones Precalificadas (del inglés: Connection Prequalification Review Panel).

Traducción bajo autorización del AISC:
ICCA - Instituto Colombiano de la Construcción con Acero, 2020
www.icca.com.co

Traductor:
Andrés Fernando Guzmán G., Ing. Civil, M. Ing., Dr. Ing.
Profesor Asociado
Universidad del Norte
Barranquilla, Colombia
faguzman@uninorte.edu.co

Revisión:
Mauricio J. Castro G., Ing. Civil, M. Sc.
Profesor Universidad de Antioquia y Universidad EIA
Medellín, Colombia
mauricio.j.castro@hotmail.com

Asesor:
Luis Garza Vásquez., Ing. Civil, M. Sc.
Profesor Asociado
Universidad Nacional, sede Medellín
www.medellin.unal.edu.co

La información presentada en esta publicación fue preparada por un comité representativo del AISC siguiendo procedimientos consensuados y principios de diseño y construcción reconocidos por el Instituto de Normas Nacionales de los Estados Unidos (ANSI: *American National Standards Institute*). A pesar de que esta información se considera precisa, no debe ser usada o tomarse como fundamento para cualquier aplicación específica sin un análisis y verificación profesional competente acerca de su precisión, idoneidad y aplicabilidad, por parte de un ingeniero especialista en estructuras. La publicación de esta información no es una representación o garantía de parte del *American Institute of Steel Construction* (AISC) ni del Instituto Colombiano de la Construcción con Acero (ICCA), sus oficiales, agentes, empleados o miembros de comité, o de cualquier otra persona nombrada aquí, de que esta información sea adecuada para cualquier uso general o particular, o de que esté libre de infringir cualquier patente o grupo de patentes. Todas las representaciones o garantías, expresas o implícitas, que no sean las indicadas anteriormente, están específicamente negadas. Cualquier persona que haga uso de la información presentada en esta publicación asume toda la responsabilidad que surja de tal uso.

Se debe tener precaución cuando se dependa de normas o guías que hayan sido desarrolladas por otros organismos e incorporadas aquí como referencia, debido a que tal material puede ser modificado o mejorado con posterioridad a la impresión de esta edición. La responsabilidad del *American Institute of Steel Construction* y del *Instituto Colombiano de Construcción con Acero* solo cubre la referencia e incorporación de dicho material en el momento de la publicación inicial de esta edición.

PREFACIO A LA EDICIÓN ANSI/AISC 358-16

(Este Prefacio no forma parte del ANSI/AISC 358-16, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, pero se incluye con fines informativos).

La norma ANSI/AISC 358-16, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, se desarrolló a través de un proceso consensuado, en concordancia con la Especificación para Edificaciones de Acero Estructural (ANSI/AISC 360-16, *Specification for Structural Steel Buildings*) y las Provisiones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural (ANSI/AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*). El ANSI/AISC 358-16 se incorpora como una referencia en las Provisiones Sísmicas.

Esta edición incluye actualizaciones editoriales menores y aclaraciones de versiones anteriores, así como también, dos conexiones a momento precalificadas adicionales: la conexión a momento *Simpson Strong Frame* (Capítulo 12) y la conexión a momento Doble T (Capítulo 13).

Se ha preparado un Comentario no obligatorio para aportar antecedentes de las disposiciones de la norma; se recomienda al usuario que lo consulte. Adicionalmente, se intercalan las “notas de usuario” a lo largo de la norma para brindar una guía práctica y concisa en la aplicación de las disposiciones.

Se advierte al lector que al aplicar los datos o recomendaciones de esta norma se debe ejercer un juicio profesional, tal como se describe completamente en la sección de aviso de descargo de responsabilidades que precede a este Prefacio.

Esta norma fue aprobada por el Panel de Revisión de Conexiones Precalificadas (CPRP: *Connection Prequalification Review Panel*):

Ronald O. Hamburger, Presidente
Scott F. Armbrust, Vice-Presidente
John Abruzzo
Joel A. Chandler
Michael L. Cochran
Theodore L. Droessler
Michael D. Engelhardt
Gary Glenn
Robert Hazleton
Gregory H. Lynch
Brett R. Manning

Kevin Moore
Thomas M. Murray
Charles W. Roeder
Paul A. Rouis
Thomas A. Sabol
Robert E. Shaw, Jr.
James A. Swanson
Chia-Ming Uang
Behnam Yousefi
Keith A. Grubb, Secretaria
Margaret A. Matthew, Secretaria

El CPRP agradece a las siguientes personas por sus contribuciones a este documento:

Leigh Arber
Charles J. Carter
Cynthia J. Duncan
James O. Malley

Duane K. Miller
Steven E. Pryor
C. Mark Saunders
Matthew A. Troemner

PREFACIO A LA EDICIÓN ANSI/AISC 358s1-18

(Este Prefacio no forma parte del ANSI/AISC 358-16s1, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, pero se incluye con fines informativos).

Este suplemento fue desarrollado por el Connection Prequalification Review Panel (CPRP) del AISC a través de un proceso consensuado. Este documento es el primer suplemento a la norma ANSI/AISC 358-16, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.

En el nuevo Capítulo 14 de este suplemento se añade una nueva conexión a momento precalificada, la “SlottedWeb”, protegida por una patente. El Capítulo 11, que trata de la conexión a momento “SidePlate”, se expandió para incluir columnas en perfil tubular HSS y para permitir conexiones empernadas. Adicionalmente, el Capítulo 10, que trata de las conexiones a momento “ConXtech CONXL”, se revisó para abordar un tema de seguridad en la fabricación.

Se ha preparado un Comentario no obligatorio para aportar antecedentes de las disposiciones de la norma; se recomienda al usuario que lo consulte. Adicionalmente, se intercalan las “notas de usuario” a lo largo de la norma para brindar una guía práctica y concisa en la aplicación de las disposiciones.

Se advierte al lector que al aplicar los datos o recomendaciones de esta norma se debe ejercer un juicio profesional, tal como se describe completamente en la sección de aviso de descargo de responsabilidades que precede a este Prefacio.

Esta norma fue aprobada por el Panel de Revisión de Conexiones Precalificadas (CPRP: *Connection Prequalification Review Panel*):

Michael D. Engelhardt, Presidente
Scott F. Armbrust, Vice-Presidente
John Abruzzo
Cam Baker
Joel A. Chandler
Michael L. Cochran
Theodore L. Droessler
Michael D. Engelhardt
Gary Glenn
Ronald O. Hamburger
Gregory H. Lynch
Brett R. Manning

Kevin Moore
Thomas M. Murray
Charles W. Roeder
Thomas A. Sabol
Robert E. Shaw, Jr.
James A. Swanson
Kurt Swensson
Chia-Ming Uang
Jamie Winans
Behnam Yousefi
Margaret A. Matthew, Secretaria

El CPRP agradece a las siguientes personas por sus contribuciones a este documento:

Henry Gallart
Raymond Kitaoe

Behzad Rafezy
Ralph Richards

PREFACIO A LA EDICIÓN ICCA

El Instituto Colombiano de la Construcción con Acero, ICCA, en cumplimiento de su propósito de promover, fortalecer y divulgar el buen uso de las estructuras de acero en la construcción, se complace en poner a disposición de los ingenieros la presente traducción de la norma ANSI/AISC 358-16/358s1-18 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”. Con esta publicación, el Instituto busca aportar a la mejor aplicación de las provisiones sísmicas para estructuras de acero.

Para la edición de esta traducción, se ha considerado apropiado incluir únicamente las conexiones precalificadas de uso libre, por ser las más comúnmente utilizadas en Colombia; para las conexiones bajo patente quedará como recurso acudir a la norma original ANSI/AISC. Sin embargo, se ha conservado la numeración original de los capítulos para mantener la correspondencia de la nomenclatura entre la norma original y la presente traducción.

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE SÍMBOLOS	12
GLOSARIO	18
CAPÍTULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES	19
1.1 ALCANCE	19
1.2 REFERENCIAS	19
1.3 GENERALIDADES	21
CAPÍTULO 2. REQUISITOS DE DISEÑO	22
2.1 TIPOS DE CONEXIONES PARA PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS CON CAPACIDAD ESPECIAL O MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	22
2.2 RIGIDEZ DE LA CONEXIÓN	22
2.3 MIEMBROS	22
1. Miembros laminados de aleta ancha	23
2. Miembros ensamblados	23
3. Perfiles tubulares estructurales (PTE)	24
2.4 PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS CONEXIONES.....	25
1. Factores de resistencia	25
2. Ubicación de las articulaciones plásticas.....	25
3. Momento máximo probable en la articulación plástica.....	25
4. Placas de continuidad.....	26
2.5 ZONAS DE PANEL	26
2.6 ZONA PROTEGIDA	26
CAPÍTULO 3. REQUISITOS DE LAS SOLDADURAS	27
3.1 METALES DE APORTE	27
3.2 PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA.....	27
3.3 RESPALDO EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA Y PLACA DE CONTINUIDAD-COLUMNA	27
1. Respaldo de acero en placas de continuidad.....	27
2. Respaldo de acero en las aletas inferiores de las vigas.....	27
3. Respaldo de acero en las aletas superiores de las vigas	27
4. Soldaduras prohibidas en el respaldo de acero	27
5. Respaldo no fusible en juntas aleta de viga-columna.....	28
3.4 PLACAS DE EXTENSIÓN DE LA SOLDADURA	28
3.5 SOLDADURAS DE PUNTO	28
3.6 PLACAS DE CONTINUIDAD	28
3.7 CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD	29

CAPÍTULO 4. REQUISITOS PARA PERNOS.....	30
4.1 MONTAJES CON PERNOS.....	30
4.2 REQUISITOS DE INSTALACIÓN	30
4.3 CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD	30
CAPÍTULO 5. CONEXIÓN A MOMENTO DE SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS: REDUCED BEAM SECTION)	31
5.1 GENERALIDADES	31
5.2 SISTEMAS.....	31
5.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	31
1. Límites para las vigas.....	31
2. Límites para las columnas	32
5.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA	33
5.5 LÍMITES PARA LAS SOLDADURAS DE ALETAS DE VIGA A ALETAS DE COLUMNA.....	33
5.6 LÍMITES PARA LA CONEXIÓN ALMA DE VIGA-ALETA DE COLUMNA	33
5.7 EJECUCIÓN DE LOS RECORTES EN LAS ALETAS.....	34
5.8 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	35
CAPÍTULO 6. CONEXIÓN A MOMENTO DE PLACA DE EXTREMO RIGIDIZADA O NO RIGIDIZADA.....	39
6.1 GENERALIDADES	39
6.2 SISTEMAS.....	39
6.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	40
1. Límites para las vigas.....	41
2. Límites para las columnas	41
6.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA	42
6.5 PLACAS DE CONTINUIDAD	42
6.6 PERNOS.....	42
6.7 DETALLADO DE LA CONEXIÓN.....	42
1. Gramil	42
2. Distancias a pernos y espaciamento entre las hileras.....	44
3. Ancho de la placa de extremo.....	45
4. Rigidizadores de la placa de extremo	45
5. Calzas de acero	46
6. Detalles de soldadura	46
6.8 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	47
1. Diseño de la placa de extremo y los pernos	47
2. Diseño del lado de la columna	54

**CAPÍTULO 7. CONEXIÓN A MOMENTO DE PLACAS EMPERNADAS A LAS ALETAS
(BFP: BOLTED FLANGE PLATE).....60**

7.1	GENERALIDADES	60
7.2	SISTEMAS.....	60
7.3	LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	60
1.	Límites para las vigas.....	60
2.	Límites para las columnas	61
7.4	LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA	62
7.5	DETALLADO DE LA CONEXIÓN.....	62
1.	Especificaciones del material de la placa	62
2.	Soldaduras de las placas de aleta de la viga	62
3.	Soldaduras de la conexión a cortante con placa simple	62
4.	Requisitos para los pernos	62
5.	Calzas para la placa de aleta	63
7.6	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	63

**CAPÍTULO 8. CONEXIÓN A MOMENTO DE ALETAS NO REFORZADAS SOLDADAS-
ALMA SOLDADA (WUF-W: WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB) ...68**

8.1	GENERALIDADES	68
8.2	SISTEMAS.....	68
8.3	LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	68
1.	Límites para las vigas.....	68
2.	Límites para las columnas	69
8.4	LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA	69
8.5	SOLDADURAS DE LAS ALETAS DE LA VIGA A LA ALETA DE LA COLUMNA.....	70
8.6	LÍMITES PARA LA CONEXIÓN DEL ALMA DE LA VIGA A LA COLUMNA	70
8.7	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	72

CAPÍTULO 9. CONEXIÓN A MOMENTO “KAISER BOLTED BRACKET” (KBB)74

**CAPÍTULO 12. CONEXIÓN A MOMENTO “SIMPSON STRONG-TIE STRONG
FRAME”74**

CAPÍTULO 13. CONEXIONES A MOMENTO DOBLE T75

13.1	GENERALIDADES	75
13.2	SISTEMAS.....	76
13.3	LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	78
1.	Límites para las vigas.....	78
2.	Límites para las columnas	79

13.4	LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA	79
13.5	DETALLADO DE LA CONEXIÓN.....	79
1.	Especificaciones de los materiales para el elemento en T	79
2.	Placas de continuidad.....	80
3.	Soldadura de la conexión a cortante con placa simple.....	80
4.	Pernos	80
5.	Calzas para los elementos en T	81
13.6	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	81
CAPÍTULO 14. CONEXIÓN A MOMENTO SLOTTED WEB (SW)		92
INTRODUCCIÓN.....		93
CAPÍTULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES		94
1.1	ALCANCE	94
1.2	REFERENCIAS	95
1.3	GENERALIDADES	95
CAPÍTULO 2. REQUISITOS DE DISEÑO		96
2.1	TIPOS DE CONEXIONES PARA PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS CON CAPACIDAD ESPECIAL O MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	96
2.3	MIEMBROS	97
2.	Miembros ensamblados	97
2.4	PARÁMETROS DE DISEÑO DE CONEXIONES	99
1.	Factores de resistencia	99
2.	Ubicación de las articulaciones plásticas.....	99
3.	Momento máximo probable en la articulación plástica.....	99
4.	Placas de continuidad.....	100
CAPÍTULO 3. REQUISITOS DE LAS SOLDADURAS		102
3.3	RESPALDO EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA Y PLACA DE CONTINUIDAD-COLUMNA	102
1.	Respaldo de acero en placas de continuidad.....	102
2.	Respaldo de acero en la aleta inferior de la viga	102
3.	Respaldo de acero en la aleta superior de la viga.....	103
4.	Soldaduras prohibidas en el respaldo de acero	103
5.	Respaldo sin fusión en juntas aleta de viga-columna	103
3.4	PLACAS DE EXTENSIÓN DE LA SOLDADURA	103
3.5	SOLDADURAS DE PUNTO.....	104
3.6	PLACAS DE CONTINUIDAD	104
3.7	CONTROL DE CALIDAD Y SUPERVISIÓN TÉCNICA.....	105
CAPÍTULO 4. REQUISITOS PARA PERNOS.....		106

4.1	MONTAJES CON PERNOS.....	106
4.2	REQUISITOS DE INSTALACIÓN	106
4.3	CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD	106
CAPÍTULO 5. CONEXIÓN A MOMENTO DE SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)		107
5.1	GENERALIDADES	107
5.2	SISTEMAS.....	107
5.3	LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	108
1.	Límites para las vigas.....	108
2.	Límites para las columnas	109
5.4	LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA	111
5.5	LÍMITES PARA LAS SOLDADURAS ALETAS DE VIGA-ALETA DE COLUMNA.....	111
5.6	LÍMITES PARA LA CONEXIÓN ALMA DE VIGA-ALETA DE COLUMNA ..	112
5.7	EJECUCIÓN DE LOS RECORTES EN LAS ALETAS.....	113
5.8	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	113
CAPÍTULO 6. CONEXIONES A MOMENTO DE PLACA DE EXTREMO RIGIDIZADA O NO RIGIDIZADA.....		117
6.1	GENERALIDADES	117
6.2	SISTEMAS.....	117
6.3	LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	118
1.	Límites para las vigas.....	118
2.	Límites para las columnas	118
6.4	LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA	118
6.5	PLACAS DE CONTINUIDAD	118
6.6	PERNOS.....	119
6.7	DETALLADO DE LA CONEXIÓN.....	119
6.8	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	120
CAPÍTULO 7. CONEXIÓN A MOMENTO DE PLACAS EMPERNADAS A LAS ALETAS (BFP).....		121
7.1	GENERALIDADES	121
7.2	SISTEMAS.....	123
7.3	LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	123
1.	Límites para las vigas.....	123
2.	Límites para las columnas	124
7.4	LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA	124
7.5	DETALLADO DE LA CONEXIÓN.....	125

7.6	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	126
CAPÍTULO 8. CONEXIÓN A MOMENTO DE ALETAS NO REFORZADAS SOLDADAS-ALMA SOLDADA (WUF-W).....128		
8.1	GENERALIDADES	128
8.3	LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	130
8.4	LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA	130
8.4	SOLDADURAS DE LAS ALETAS DE LA VIGA A LA ALETA DE LA COLUMNA.....	131
8.5	LÍMITES PARA LA CONEXIÓN DEL ALMA DE LA VIGA A LA COLUMNA 131	
8.6	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	132
CAPÍTULO 13. CONEXIÓN A MOMENTO DOBLE T134		
13.1	GENERALIDADES	134
13.2	SISTEMAS.....	135
13.3	LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN.....	136
13.5	DETALLADO DE LA CONEXIÓN.....	136
1.	Especificación de materiales para el elemento en T	136
2.	Placas de continuidad.....	136
4.	Pernos	136
5.	Calzas para elementos en T	137
13.6	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	138
REFERENCIAS		145

LISTA DE SÍMBOLOS

En esta norma se usan los siguientes símbolos en adición a los términos definidos en la Especificación para Edificaciones de Acero Estructural (ANSI/AISC 360-16, *Specification for Structural Steel Buildings*) y en las Provisiones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural (ANSI/AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*). En la siguiente lista, algunas definiciones han sido simplificadas con fines de brevedad. Para todos los casos, las definiciones dadas en el cuerpo de la norma priman sobre las aquí listadas. En algunos casos, se omiten en este listado símbolos que no tienen una definición de texto, o que se usan solo en una ubicación y allí se definen. La sección o número de tabla a la derecha se refiere a la ubicación en donde se usa el símbolo por primera vez.

Símbolo	Definición	Sección
A_c	Áreas de contacto entre la placa de continuidad y las aletas de la columna a las que se conectan las aletas de las vigas, mm ²	6.5
A_{tb}	Área bruta de un perno a tracción, medida a través de su cuerpo sin roscar, mm ²	13.6
A_{vb}	Área bruta de un perno a cortante, medida a través de su cuerpo sin roscar, mm ²	13.6
C_t	Factor usado en la Ecuación 6.8-17	6.8.2
E	Módulo de elasticidad del acero = 200 000 MPa (29 000 ksi)	13.6
F_f	Fuerza máxima en el elemento en T y en la aleta de la viga, N	13.6
F_{fu}	Fuerza mayorada en la aleta de la viga, N	6.8.1
F_{nt}	Resistencia nominal a la tracción del perno de acuerdo a la Especificación AISC 360, MPa	6.8.1
F_{nt}	Esfuerzo nominal de tracción en el perno de acuerdo a la Especificación AISC 360, MPa	13.6
F_{nv}	Resistencia nominal a cortante del perno de acuerdo a la Especificación AISC 360, MPa	6.8.1
F_{nv}	Esfuerzo nominal cortante en el perno de acuerdo a la Especificación AISC 360, MPa	13.6
F_{pr}	Fuerza máxima probable en el elemento en T y en la aleta de la viga, N	13.6
F_{pr}	Fuerza en la placa de aleta debida a M_f , N	7.6
F_{su}	Resistencia requerida del rigidizador, N	6.8.2
F_u	Resistencia mínima especificada a la tracción del elemento que fluye, MPa	2.4.3
F_{ub}	Resistencia mínima especificada a la tracción del material de la viga, MPa	7.6
F_{ub}	Esfuerzo mínimo especificado a la tracción de la viga, MPa	13.6
F_{up}	Resistencia mínima especificada a la tracción del material de la placa de extremo, MPa	6.8.1
F_{up}	Resistencia mínima especificada a la tracción del material de la placa, MPa	7.6
F_{ut}	Esfuerzo mínimo especificado a la tracción del elemento en T, MPa	13.6
F_y	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado en el elemento que fluye, MPa	2.4.3
F_{yb}	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la viga, MPa	6.8.1

F_{yc}	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la aleta de la columna, MPa	6.8.2
F_{yc}	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del alma de la columna, MPa	6.8.2
F_{yp}	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la placa de extremo, MPa	6.8.1
F_{ys}	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del rigidizador, MPa	6.8.1
F_{yt}	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del elemento en T, MPa	13.6
I_{viga}	Momento de inercia respecto al eje fuerte de la viga, mm ⁴	13.6
I_{ft}	Momento de inercia de la aleta del elemento en T por par de pernos a tracción, mm ⁴	13.6
K_{comp}	Rigidez inicial de un elemento en T en compresión, N/mm	13.6
K_{aleta}	Rigidez inicial de la aleta de una T, N/mm	13.6
K_i	Rigidez inicial de la conexión, N·mm/rad	13.6
K_{dest}	Rigidez inicial del mecanismo de deslizamiento entre el alma de la T y la aleta de la viga, N/mm	13.6
K_{alma}	Rigidez inicial del alma de la T, N/mm	13.6
K_{trac}	Rigidez inicial de un elemento en T en tracción, N/mm	13.6
L_c	Distancia libre, en dirección de la fuerza, entre el borde de una perforación y el borde de la perforación adyacente o el borde del material, mm	6.8.1
L_{ehb}	Distancia horizontal del extremo de la viga, medida desde el extremo de la viga a la línea central de la primera hilera de pernos a cortante o a la línea central de los pernos del alma, mm	13.6
L_h	Distancia entre las ubicaciones de articulaciones plásticas, mm	5.8
L_o	Longitud teórica de la viga conectada, medida entre los puntos de trabajo de las columnas adyacentes, mm	13.6
L_{sp}	Longitud de la conexión a cortante, mm	13.6
L_{st}	Longitud del rigidizador de la placa de extremo, mm	6.7.4
L_{vb}	Longitud del patrón de pernos a cortante en las almas de los elementos en T y en las aletas de la viga, mm	13.6
M_{cf}	Resistencia a la flexión de la aleta de la columna, N·mm	6.8.2
M_f	Momento máximo probable en la cara de la columna, N·mm	5.8
M_f	Momento desarrollado en la cara de la columna, N·mm	13.6
M_{np}	Momento sin considerar el efecto de palanca en los pernos, N·mm	Tabla 6.2
M_{pe}	Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado, N·mm	5.8
M_{pr}	Momento máximo probable en la articulación plástica, N·mm	2.4.3
M_{uv}	Momento adicional debido a la amplificación por la fuerza cortante desde el centro de la sección reducida de la viga hasta el eje de la columna, N·mm	5.4(2)
N	Ecuación 6.8-24, mm	6.8.2
P_{desl}	Carga de deslizamiento esperada de los pernos a cortante entre la aleta de la viga y el alma del elemento en T, N	13.6
P_t	Resistencia mínima especificada a la tracción del perno, N	Tabla 6.2
R_n	Fuerza requerida para el diseño de la placa de continuidad, N	6.8.1
R_n	Resistencia nominal	7.6

R_y	Relación entre el esfuerzo esperado de fluencia y el esfuerzo mínimo especificado de fluencia, F_y	2.4.3
S_h	Distancia desde la cara de la columna hasta la articulación plástica, mm	2.3.2a
S_1	Distancia desde la cara de la columna hasta la hilera más cercana de pernos, mm	7.6
S_1	Distancia desde la cara de la columna hasta la primera hilera de pernos a cortante, mm	13.6
T	Fuerza de tracción por perno, N/perno	13.6
T_{req}	Resistencia requerida en el elemento en T por perno a tracción, N/perno	13.6
T_1	Resistencia nominal a la tracción por perno de la aleta del elemento en T, correspondiente a un mecanismo plástico de la aleta del elemento en T, N/perno	13.6
T_2	Resistencia nominal a la tracción por perno de la aleta del elemento en T, correspondiente a una falla de modo mixto de la aleta del elemento en T, N/perno	13.6
T_3	Resistencia nominal a la tracción por perno de la aleta del elemento en T, correspondiente a una rotura del perno sin fluencia de la aleta del elemento en T, N/perno	13.6
$V_{gravedad}$	Fuerza cortante de la viga resultante de la combinación $1.2D + f_1L + 0.2G$, N	5.8
V_h	Fuerza cortante de la viga en la ubicación de la articulación plástica, N	7.6
V_{RBS}	El mayor de los valores de las fuerzas cortantes que actúan en los centros de las secciones reducidas de la viga en cada uno de sus extremos, N	5.4(2)
V'_{RBS}	El menor de los valores de las fuerzas cortantes que actúan en los centros de las secciones reducidas de la viga en cada uno de sus extremos, N	Comentario 5.8
V_u	Resistencia requerida a cortante de la viga y de la conexión del alma de la viga a la columna, N	5.8
W_T	Ancho del elemento en T medido en dirección paralela al ancho de la aleta de la columna, mm	13.6
W_{Whit}	Ancho Whitmore del alma del elemento en T, mm	13.6
Y_c	Parámetro del mecanismo de la línea de falla de la aleta de columna	6.8.2
Y_c	Parámetro de línea de falla usado para determinar la resistencia de la aleta de la columna	13.6
Y_p	Parámetro de mecanismo de línea de falla de la placa de extremo, mm	Tabla 6.2
Z_e	Módulo plástico efectivo de la sección (o conexión) en la ubicación de una articulación plástica, mm^3	2.4.3
Z_{RBS}	Módulo plástico de la sección en el centro de la sección reducida de la viga, mm^3	5.8
Z_x	Módulo plástico de la sección respecto al eje x, mm^3	5.8
Z_x	Módulo plástico respecto al eje x de la sección bruta de la viga en la ubicación de la articulación plástica, mm^3	13.6
$Z_{x,net}$	Módulo plástico respecto al eje x de la sección neta de la viga en la ubicación de la articulación plástica, mm^3	13.6
a	Distancia horizontal desde la cara de la aleta de la columna hasta el comienzo de un corte de sección de viga reducida, mm	5.4(2)

a	Distancia entre la línea de pernos y el borde exterior de la aleta del elemento en T, mm	13.6
a'	Distancia entre el borde interior de la línea de pernos y el borde exterior de la aleta del elemento en T, mm	13.6
a_c	Distancia horizontal desde los pernos interiores a tracción hasta el borde de la aleta de la columna, mm	13.6
b	Ancho del elemento a compresión tal como se define en la Especificación AISC 360, mm	2.3.2b
b	Longitud del corte de la sección de viga reducida, mm	5.4(2)
b	Distancia entre el borde de la transición alma-aleta y la línea de pernos en la aleta del elemento en T, mm	13.6
b'	Distancia entre el alma efectiva del elemento en T y el borde interno de la línea de pernos en la aleta de dicho elemento, mm	13.6
b_c	Distancia horizontal desde el alma de la columna hasta los pernos interiores a tracción, mm	13.6
b_{fc}	Ancho de la aleta de la columna, mm	13.6
b_{fp}	Ancho de la placa de aleta, mm	7.6
b_{ft}	Ancho de la aleta del elemento en T, mm	13.6
b_p	Ancho de la placa de extremo, mm	Tabla 6.1
c	Profundidad del corte en el centro de la sección reducida de la viga, mm	5.8
d	Peralte total de la viga, mm	5.3.1
d_b	Peralte de la viga, mm	13.6
$d_{b,req}$	Diámetro requerido para el perno, mm	6.8.1
d_c	Peralte de la columna, mm	5.4(2)
d_{tb}	Diámetro de los pernos a tracción entre la aleta del elemento en T y la aleta de la columna, mm	13.6
d_{tht}	Diámetro o ancho de las perforaciones en la aleta del elemento en T para los pernos a tracción, mm	13.6
d_{vb}	Diámetro de los pernos a cortante entre el alma del elemento en T y la aleta de la viga, mm	13.6
d_{vht}	Diámetro de las perforaciones en el alma del elemento en T para los pernos a cortante, mm	13.6
f_1	Factor de carga para cargas vivas determinado por el código de construcción de edificaciones aplicable, pero no menor de 0.5	5.8
g	Distancia horizontal (gramil) entre líneas de conectores, mm	Tabla 6.1
g_{ic}	Gramil de los pernos interiores a tracción en la aleta de la columna, mm	13.6
g_{tb}	Gramil de los pernos a tracción en el elemento en T, mm	13.6
g_{vb}	Gramil de los pernos a cortante en el elemento en T, mm	13.6
h_i	Distancia desde la línea media de la aleta a compresión hasta la línea central de la i -ésima hilera de pernos a tracción, mm	6.8.1
h_o	Distancia desde la línea media de la aleta a compresión hasta la hilera exterior de pernos del lado a tracción en conexiones a momento de placa de extremo extendidas de cuatro pernos y extendidas rigidizadas de cuatro pernos, mm	Tabla 6.2
h_p	Altura de la placa, mm	8.6(2)
h_{st}	Altura del rigidizador, mm	6.7.4
h_1	Distancia desde la línea media de la aleta a compresión hasta las hileras interiores de pernos del lado a tracción en conexiones a	Tabla 6.2

	momento de placa de extremo extendidas de cuatro pernos y extendidas rigidizadas de cuatro pernos, mm	
k_c	Distancia desde la cara exterior de la aleta de una columna hasta el borde del filete del alma (valor de diseño) o de la soldadura de filete, mm	6.8.2
k_{det}	Mayor valor de k_1 usado en la producción, mm	3.6
k_1	Distancia desde la línea media del alma hasta el borde del filete del alma, mm	3.6
n	Número de pernos	7.6
n_b	Número de pernos en la aleta a compresión	6.8.1
n_i	Número de pernos interiores	6.8.1
n_o	Número de pernos exteriores	6.8.1
n_{tb}	Número de pernos a tracción que conectan la aleta del elemento en T a la aleta de la columna	13.6
n_{vb}	Número de pernos a cortante que conectan el alma del elemento en T a la aleta de la viga	13.6
p	Ancho tributario del elemento en T para a un par de pernos a tracción, mm/perno	13.6
p_b	Distancia vertical entre las hileras de pernos interiores y entre las hileras de pernos exteriores en una conexión a momento de placa de extremo extendida rigidizada de ocho-pernos, mm	Tabla 6.1
p_{fi}	Distancia vertical desde la cara interior de la aleta a tracción de una viga hasta la hilera interior de pernos más cercana, mm	Tabla 6.1
p_{fo}	Distancia vertical desde la cara exterior de la aleta a tracción de una viga hasta la hilera exterior de pernos más cercana, mm	Tabla 6.1
p_s	Distancia vertical desde la placa de continuidad hasta la hilera horizontal de pernos a tracción, mm	13.6
p_{si}	Distancia desde la cara interior de la placa de continuidad hasta la hilera interior de pernos más cercana, mm	6.7.2
p_{so}	Distancia desde la cara exterior de la placa de continuidad hasta la hilera exterior de pernos más cercana, mm	6.7.2
r_{nt}	Resistencia nominal a la tracción de un perno a tracción, N/perno	13.6
r_{nv}	Resistencia nominal a cortante de un perno a corte, N/perno	13.6
s	Distancia desde la línea central de la hilera de pernos a tracción más interior o más exterior hasta el borde del patrón de una línea de falla, mm	Tabla 6.2
s	Espaciamiento entre hileras de pernos en una conexión a momento de placa empernada a la aleta, mm	7.6
s	Distancia vertical que define el patrón de línea de falla potencial en la aleta de una columna, mm	13.6
s_{vb}	Espaciamiento de los pernos a cortante en el elemento en T, mm	13.6
t_{bf}	Espesor de la aleta de la viga, mm	5.8
t_{bw}	Espesor del alma de la viga, mm	6.8.1
t_{cp}	Espesor de las placas de continuidad, mm	13.6
t_{cw}	Espesor del alma de la columna, mm	6.8.2
t_{fb}	Espesor de la aleta de la viga, mm	13.6
t_{fc}	Espesor de la aleta de la columna, mm	13.6
t_{ft}	Espesor de la aleta del elemento en T, mm	13.6
$t_{ft,crit}$	Espesor de la aleta del elemento en T por encima del cual es despreciable el efecto de palanca, mm	13.6

t_p	Espesor de la placa de extremo, mm	Tabla 6.1
t_s	Espesor del rigidizador, mm	6.8.1
t_{st}	Espesor del alma del elemento en T, mm	13.6
$t_{st,eff}$	Espesor efectivo del alma del elemento en T, usado para calcular el efecto de palanca (véanse la Figura 13.6 y la Ecuación 13.6-51), mm	13.6
w	Carga gravitacional uniforme para la viga, en N/mm	Comentario 5.8
Δ_{desl}	Deformación esperada al inicio del deslizamiento, 0.19 mm	13.6
α	Factor de ajuste para predecir la carga de deslizamiento esperada de la conexión	13.6
β_a	Factor de ajuste para tener en cuenta la deformación por cortante en la aleta del elemento en T por fuera de los pernos a tracción	13.6
β_b	Factor de ajuste para tener en cuenta la deformación por cortante en la aleta del elemento en T entre los pernos a tracción	13.6
δ	Factor que considera el área neta de la aleta del elemento en T	13.6
ϕ_d	Factor de resistencia para estados límites dúctiles	2.4.1
ϕ_n	Factor de resistencia para estados límites no dúctiles	2.4.1

GLOSARIO

Esta norma usa los siguientes términos, en adición a los definidos en la Especificación para Edificaciones de Acero Estructural (ANSI/AISC 360-16, *Specification for Structural Steel Buildings*) y las Provisiones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural (ANSI/AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*).

Buscar raíz. Proceso de remover con pulidora, o por corte por arco de carbono con aire, ya sea parcial o totalmente, la pasada de raíz de una soldadura acanalada de penetración completa, desde el lado de la junta opuesto a aquel desde el cual dicha raíz fue originalmente depositada.

Corte por arco de carbono con aire. Proceso de corte de acero por el calor generado por un arco eléctrico aplicado simultáneamente con un chorro de aire.

Corte por fusión. Grupo de procesos que cortan o remueven el metal por fusión, quemado o vaporizado localizado de la pieza de trabajo.

Filete de refuerzo. Soldadura de filete aplicada a una soldadura acanalada en una junta en T para obtener un contorno que permita reducir las concentraciones de esfuerzos asociadas con su geometría.

Losa de concreto estructural. Losa de concreto reforzado o relleno de concreto sobre un tablero de acero con un espesor total de 75 mm o más y una resistencia a la compresión del concreto superior a los 14 MPa (2 000 psi).

Momento máximo probable en la articulación plástica. Momento que se espera que se desarrolle en la ubicación de una articulación plástica a lo largo de un miembro, considerando el valor probable (promedio) de la resistencia del material para el acero especificado y los efectos de endurecimiento por deformación.

Placa de extensión de la soldadura. Pieza de metal fijada al extremo de una junta soldada para facilitar la iniciación y terminación de pasadas de soldadura por fuera de la junta estructural.

Raíz. En una soldadura de múltiples pasadas, la porción depositada en la primera pasada.

Respaldo no fusible. Material de respaldo que no se funde con los metales base durante el proceso de soldadura.

Respaldo. Pieza de metal u otro material, ubicada en la raíz de la soldadura para facilitar el depósito de la pasada de raíz.

Terminación de soldadura en cascada. Método aplicado en la terminación de una soldadura, por el cual los cordones de soldadura consecutivos se retrasan un poco a partir del cordón anterior, produciendo un efecto de cascada.

Ubicación de articulación plástica. Ubicación en un ensamblaje columna-viga donde se supone que ocurre la disipación de energía inelástica a través del desarrollo de una deformación plástica por flexión.

CAPÍTULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 ALCANCE

Esta norma especifica el diseño, el detallado, la fabricación y los criterios de calidad para conexiones precalificadas de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural del AISC (ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings)* (de ahora en adelante referidas como las *Provisiones Sísmicas del AISC*) para uso con pórticos resistentes a momentos con capacidad especial (DES) o moderada (DMO) de disipación de energía. Las conexiones contenidas en esta norma están precalificadas para cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC* solo cuando se diseñan y construyen de acuerdo con los requisitos que aquí se establecen. Las disposiciones de esta norma no pretenden excluir el uso de conexiones de los tipos aquí contenidos que estén por fuera de las limitaciones indicadas, ni el uso de otros tipos de conexiones, cuando se presente evidencia satisfactoria de calificación conforme con las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

1.2 REFERENCIAS

Las siguientes publicaciones forman parte de esta norma en la medida en que se haga referencia a ellas y sean aplicables.

American Institute of Steel Construction (AISC)

ANSI/AISC 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (de ahora en adelante referidas como las *Provisiones Sísmicas del AISC*).

ANSI/AISC 360-16 *Specification for Structural Steel Buildings* (de ahora en adelante referidas como la *Especificación AISC 360*)

AISC *Steel Construction Manual*, 14th Ed.

American Society of Mechanical Engineers (ASME)

ASME B46.1-09 *Surface Texture, Surface Roughness, Waviness, and Lay*

American Society for Nondestructive Testing (ASNT)

ASNT-TC-1a-2011 *Personnel Qualification and Certification in Nondestructive Testing*

ASTM International (ASTM)

A36/A36M-14 *Standard Specification for Carbon Structural Steel*

A354-11 *Standard Specification for Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts, Studs, and Other Externally Threaded Fasteners*

A370-15 *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*

A488/A488M-16 *Standard Practice for Steel Castings, Welding, Qualifications of Procedures and Personnel*

A490-14a *Standard Specification for Heat-Treated Steel Structural Bolts, Alloy Steel, Heat Treated, 150 ksi Minimum Tensile Strength*

A572/A572M-15 *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel*

A574-13 *Standard Specification for Alloy Steel Socket Head Cap Screws*

A609/A609M-12 *Standard Practice for Castings, Carbon, Low-Alloy, and Martensitic Stainless Steel, Ultrasonic Examination Thereof*
 A668/A668M-15 *Standard Specification for Steel Forgings, Carbon and Alloy, for General Industrial Use*
 A781/A781M-14b *Standard Specification for Castings, Steel and Alloy, Common Requirements, for General Industrial Use*
 A788/A788M-15 *Standard Specification for Steel Forgings, General Requirements*
 A802/A802M-95(2015) *Standard Practice for Steel Castings, Surface Acceptance Standards, Visual Examination*
 A903/A903M-99(2012) e1 *Standard Specification for Steel Castings, Surface Acceptance Standards, Magnetic Particle and Liquid Penetrant Inspection*
 A913/A913M-15 *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Steel Shapes of Structural Quality, Produced by Quenching and Self-Tempering Process (QST)*
 A958/A958M-15 *Standard Specification for Steel Castings, Carbon and Alloy, with Tensile Requirements, Chemical Requirements Similar to Standard Wrought Grades*
 A992/A992M-11(2015) *Standard Specification for Structural Steel Shapes*
 B19-15 *Standard Specification for Cartridge Brass Sheet, Strip, Plate, Bar, and Disks*
 B36/B36M-13 *Standard Specification for Brass Plate, Sheet, Strip, and Rolled Bar*
 E186-15 *Standard Reference Radiographs for Heavy Walled [2 to 42 in. (50.8 to 114 mm)] Steel Castings*
 E446-15 *Standard Reference Radiographs for Steel Castings Up to 2 in. (50.8 mm) in Thickness*
 E709-15 *Standard Guide for Magnetic Particle Examination*
 F1852-14 *Standard Specification for “Twist Off” Type Tension Control Structural Bolt/Nut/Washer Assemblies, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength*
 F3125/F3125M-15a *Specification for High Strength Structural Bolts, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, 120 ksi (830 MPa) and 150 ksi (1040 MPa) Minimum Tensile Strength, Inch and Metric Dimensions*

American Welding Society (AWS)

AWS C4.1:2010 *Criteria for Describing Oxygen-Cut Surfaces*
 AWS D1.1/D1.1M-2015 *Structural Welding Code—Steel*
 AWS D1.8/D1.8M-2016 *Structural Welding Code—Seismic Supplement*

Manufacturers Standardization Society (MSS)

MSS SP-55-2011 *Quality Standard for Steel Castings for Valves, Flanges and Fittings and Other Piping Components—Visual Method for Evaluation of Surface Irregularities*

Research Council on Structural Connections (RCSC)

Specification for Structural Joints using High-Strength Bolts, 2014 (de ahora en adelante referida como la *Especificación RCSC*)

1.3 GENERALIDADES

Todo el diseño, los materiales y la mano de obra deben cumplir con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC* y esta norma. Las conexiones contenidas en esta norma se deberán diseñar de acuerdo con las disposiciones del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design). Se permite usar las conexiones diseñadas de acuerdo a esta norma en estructuras diseñadas de acuerdo a las disposiciones para LRFD o para diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design) de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

CAPÍTULO 2. REQUISITOS DE DISEÑO

2.1 TIPOS DE CONEXIONES PARA PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS CON CAPACIDAD ESPECIAL O MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Los tipos de conexiones listados en la Tabla 2.1 están precalificados para conectar vigas a aletas de columnas en pórticos resistentes a momentos con capacidad especial (DES) o moderada (DMO) de disipación de energía, dentro de las limitaciones especificadas en esta norma. No se incluyen en la presente traducción las conexiones correspondientes a los capítulos 9, 10, 11, 12 y 14, por tratarse de sistemas bajo patente, solamente se enumeran para referencia.

Tabla 2.1 Conexiones a momento precalificadas

Tipo de conexión	Capítulo	Sistemas
De sección de viga reducida (RBS*)	5	PRM-DES, PRM-DMO
De placa de extremo no rigidizada (BUEEP*)	6	PRM-DES, PRM-DMO
De placa de extremo rigidizada (BSEEP*)	6	PRM-DES, PRM-DMO
De placas empernadas a las aletas (BFP*)	7	PRM-DES, PRM-DMO
De aletas no reforzadas soldadas-alma soldada (WUF-W*)	8	PRM-DES, PRM-DMO
Kaiser Bolted Bracket (KBB*)	9	PRM-DES, PRM-DMO
ConXtech ConXL	10	PRM-DES, PRM-DMO
SidePlate	11	PRM-DES, PRM-DMO
Simpson Strong-Tie Strong Frame	12	PRM-DES, PRM-DMO
Doble T	13	PRM-DES, PRM-DMO
SlottedWeb	14	PRM-DES, PRM-DMO
*Por su nombre en inglés		

2.2 RIGIDEZ DE LA CONEXIÓN

Todas las conexiones contenidas en esta norma deberán ser consideradas como totalmente restringidas (Tipo TR) a efectos del análisis sísmico.

Excepción: Para la conexión a momento Simpson Strong-Tie Strong Frame, que es una conexión parcialmente restringida (Tipo PR), el análisis sísmico debe incluir las características de fuerza-deformación específicas de la conexión.

2.3 MIEMBROS

Todas las conexiones contenidas en esta norma están precalificadas de acuerdo con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC* cuando se usan para conectar miembros que cumplen las limitaciones de las Secciones 2.3.1, 2.3.2 o 2.3.3, según corresponda.

1. Miembros laminados de aleta ancha

Los miembros laminados de aleta ancha deberán cumplir las limitaciones de la sección transversal del perfil aplicables a la conexión específica de esta norma.

2. Miembros ensamblados

Los miembros ensamblados con sección I de doble simetría deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- (1) Las aletas y las almas deberán tener anchos, peraltes y espesores similares a los de secciones laminadas de aleta ancha que cumplan con las limitaciones aplicables a la conexión específica de esta norma.
- (2) Las almas deberán estar continuamente conectadas a las aletas de acuerdo con los requisitos de las Secciones 2.3.2a o 2.3.2b, según corresponda.

2a. Vigas ensambladas

Dentro de una zona que se extiende desde el extremo de la viga hasta una distancia más allá de la ubicación de la articulación plástica, S_h , no menor que el peralte de la viga, a menos que en esta norma se indique algo diferente. El tamaño mínimo de estas soldaduras de filete deberá ser el menor entre 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$ y el espesor del alma de la viga.

Excepción: esta disposición no deberá aplicarse cuando las precalificaciones de conexiones individuales especifiquen otros requisitos.

2b. Columnas ensambladas

Las columnas ensambladas deberán cumplir con las disposiciones de las subsecciones (1) a (4), según corresponda. Las columnas ensambladas deberán satisfacer los requisitos de la *Especificación AISC 360*, excepto lo modificado en la presente sección. La transferencia de todas las fuerzas y esfuerzos internos entre los elementos de las columnas ensambladas deberá ser a través de soldaduras.

(1) Columnas en forma de I

Los elementos de columnas ensambladas en forma de I deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Dentro de una zona que se extiende desde 300 mm (12 in.) por encima de la aleta superior de la viga hasta 300 mm (12 in.) bajo por debajo de la aleta inferior de la viga, el alma y las aletas de columnas deberán conectarse usando soldaduras acanaladas CJP con un par de soldaduras de filete de refuerzo, a menos que en esta norma se indique algo diferente. El tamaño mínimo de las soldaduras de filete deberá ser el menor entre 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$ y el espesor del alma de la columna.

Excepción: las *Provisiones Sísmicas del AISC* establecen en este numeral una excepción para conexiones a momento tipo SidePlate.

(2) Columnas en perfil de aleta ancha encajonados

El perfil de aleta ancha que se use en una columna de este tipo deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

La relación ancho-espesor, $\frac{b}{t}$, de las placas usadas como aletas no deberá exceder $0.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$,

donde b no deberá ser menor que la distancia libre entre placas.

La relación ancho-espesor, $\frac{h}{t_w}$, de las placas usadas solo como almas deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Dentro de una zona que se extiende desde 300 mm (12 in.) por encima de la aleta superior de la viga hasta 300 mm (12 in.) por debajo de la aleta inferior de la viga, las placas del alma y de las aletas de columnas de este tipo se deberán conectar por medio de soldaduras acanaladas CJP. Por fuera de esta zona, los elementos de placa se deberán conectar por soldaduras acanaladas o de filete continuas.

(3) Columnas en cajón ensambladas.

La relación ancho-espesor, $\frac{b}{t}$, de las placas usadas como aletas no deberá exceder $0.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$,

donde b no deberá ser menor que la distancia libre entre las placas de alma.

La relación ancho-espesor, $\frac{h}{t_w}$, de las placas usadas solo como almas deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Dentro de una zona que se extiende desde 300 mm (12 in.) por encima de la aleta superior de la viga hasta 300 mm (12 in.) por debajo de la aleta inferior de la viga, las placas del alma y de las aletas de columnas en cajón se deberán conectar por medio de soldaduras acanaladas CJP. Por fuera de esta zona, las placas del alma y de las aletas se deberán conectar por soldaduras acanaladas o de filete continuas.

Excepción: las *Provisiones Sísmicas del AISC* establecen en este numeral una excepción para conexiones a momento tipo ConXL.

(4) Columnas cruciformes con aletas

Los elementos de columnas cruciformes con aletas, ya sean fabricadas a partir de perfiles laminados o construidas a partir de placas, deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Dentro de una zona que se extiende desde 300 mm (12 in.) por encima de la aleta superior de la viga hasta 300 mm (12 in.) por debajo de la aleta inferior de la viga, las almas de las secciones T se deberán soldar al alma de la sección continua en I con soldaduras acanaladas CJP con un par de soldaduras de filete de refuerzo. El tamaño mínimo de las soldaduras de filete deberá ser el menor entre 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$ y el espesor del alma de la columna. Las placas de continuidad deberán cumplir los requisitos para columnas de aleta ancha.

Excepción: las *Provisiones Sísmicas del AISC* establecen en este numeral una excepción para conexiones a momento tipo SidePlate.

3. Perfiles tubulares estructurales (PTE)

La relación ancho-espesor, $\frac{h}{t_w}$, de los miembros en PTE deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC* así como las limitaciones adicionales de la sección transversal del perfil aplicables a cada tipo particular de conexión, tal como se especifica en el capítulo correspondiente.

Nota de usuario: Solo las conexiones ConXL y SidePlate permiten el uso de secciones en PTE.

2.4 PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS CONEXIONES

1. Factores de resistencia

En los casos en los que las resistencias disponibles se calculen de acuerdo con la *Especificación AISC 360*, se aplicarán los factores de resistencia allí especificados. Cuando las resistencias disponibles se calculen de acuerdo con esta norma, se usarán los factores de resistencia ϕ_d y ϕ_n especificados en la sección aplicable de esta norma. Los valores de ϕ_d y ϕ_n se tomarán como sigue:

(a) Para estados límite dúctiles:

$$\phi_d = 1.00$$

(b) Para estados límites no dúctiles:

$$\phi_n = 0.90$$

2. Ubicación de las articulaciones plásticas

La distancia de la articulación plástica desde la cara de la columna, S_h , se tomará de acuerdo con los requisitos para cada conexión individual tal como aquí se especifica.

3. Momento máximo probable en la articulación plástica

El momento máximo probable en la articulación plástica será:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (2.4 - 1)$$

donde

R_y = relación entre el esfuerzo esperado de fluencia y el esfuerzo mínimo especificado de fluencia, F_y , tal como se especifica en las *Provisiones Sísmicas del AISC*

Z_e = módulo plástico efectivo de la sección (o conexión) en la ubicación de una articulación plástica, mm^3

C_{pr} = factor que tiene en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, las restricciones locales, los refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión. A menos que se indique específicamente algo diferente en esta norma, el valor de C_{pr} será:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (2.4 - 2)$$

donde

F_u = resistencia mínima especificada a la tracción del elemento que fluye, MPa

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado en el elemento que fluye, MPa

4. Placas de continuidad

Se deben proveer placas de continuidad de las aletas de las vigas de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Excepciones:

1. Para conexiones con placa de extremo empernada, se deberán proveer placas de continuidad de acuerdo con la Sección 6.5.
2. Se establecen en este numeral excepciones adicionales para las conexiones tipo ménsula empernada tipo Kaiser, tipo SidePlate y tipo Simpson Strong-Tie Strong Frame.

2.5 ZONAS DE PANEL

Las zonas de panel deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Excepción: Las *Provisiones Sísmicas del AISC* establecen en este numeral una excepción para la conexión de momento tipo SidePlate.

2.6 ZONA PROTEGIDA

Para cada conexión precalificada se deberá definir la zona protegida. A menos que específicamente se indique algo diferente en esta norma, la zona protegida de la viga se definirá como el área desde la cara de la aleta de la columna hasta medio peralte de la viga más allá de la articulación plástica. La zona protegida deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*, excepto cuando esta norma indique algo diferente. Se permitirán perforaciones para pernos en las almas de las vigas siempre y cuando se detallen de acuerdo con las disposiciones para cada tipo particular de conexión de esta norma.

CAPÍTULO 3. REQUISITOS DE LAS SOLDADURAS

3.1 METALES DE APORTE

Los metales de aporte deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

3.2 PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA

Los procedimientos de soldadura deberán ser acordes con las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

3.3 RESPALDO EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA Y PLACA DE CONTINUIDAD-COLUMNA

1. Respaldo de acero en placas de continuidad

No se requiere remover el respaldo de acero usado en soldaduras placa de continuidad-columna. En las aletas de las columnas, el respaldo de acero que quede sin remover se debe conectar a dichas aletas usando una soldadura de filete continua de 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$ en su borde ubicado bajo la soldadura acanalada CJP.

Cuando se remueva el respaldo, se deberá pulir la pasada de raíz hasta encontrar metal sano y volver a soldar con un filete de refuerzo. Este filete de refuerzo deberá ser continuo, con un tamaño mínimo de 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$.

2. Respaldo de acero en las aletas inferiores de las vigas

Siempre que se use respaldo de acero con soldaduras acanaladas CJP entre la aleta inferior de la viga y la columna, se deberá remover dicho respaldo. Una vez removido el respaldo, se deberá pulir el cordón de raíz hasta encontrar metal sano y volver a soldar con un filete de refuerzo. El tamaño de este filete de refuerzo será como mínimo de 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$ en su cara adyacente a la aleta de la columna, y tal que su borde sobre la aleta de la viga quede ubicado en el metal base de esta aleta.

Excepción: Cuando el metal base y la raíz de la soldadura se pulan después de la remoción del respaldo, no será necesario que el filete de refuerzo adyacente a la aleta de la viga se extienda al metal base.

3. Respaldo de acero en las aletas superiores de las vigas

Cuando se use respaldo de acero con soldaduras acanaladas CJP entre la aleta superior de la viga y la columna, y este respaldo no se remueva, se deberá conectar a la columna por una soldadura de filete continua de 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$ en su borde ubicado bajo la soldadura acanalada CJP.

4. Soldaduras prohibidas en el respaldo de acero

Los respaldos que se usen en las juntas aleta de viga-aleta de columna no deberá ser soldados ni punteados a la cara inferior de la aleta de la viga. Cuando por error se hayan ejecutado estas soldaduras entre el respaldo y la aleta de la viga, se deben reparar de la siguiente forma:

- (1) Se removerán las soldaduras de filete o de punto de tal manera que no sigan conectando el respaldo a la aleta de la viga.
- (2) La superficie de la aleta de la viga deberá quedar pulida a ras y libre de defectos.
- (3) Se deberá reparar toda muesca o socavación. Las soldaduras de reparación se deberán ejecutar con electrodos E7018 SMAW o con otros metales de aporte que cumplan los requisitos de la Sección 3.1 para soldaduras de demanda crítica. Se requerirá un procedimiento de soldadura (WPS: *Welding Procedure Specification*) especial para esta reparación. Una vez ejecutada la soldadura, se deberá pulir a superficie lisa.

5. Respaldo no fusible en juntas aleta de viga-columna

Cuando se use respaldo no fusible con soldaduras acanaladas CJP entre las aletas de la viga y la columna, se deberá remover este respaldo, pulir la raíz hasta encontrar metal sano y volver a soldar con un filete de refuerzo.

El tamaño de este filete de refuerzo será como mínimo de 8 mm ($\frac{5}{16}$ in.) en su cara adyacente a la aleta de la columna, y será tal que el borde del filete sobre la aleta de la viga quede ubicado en el metal base de esta aleta.

Excepción: Cuando el metal base y la raíz de la soldadura se pulan después de la remoción del respaldo, no será necesario que el filete de refuerzo adyacente a la aleta de la viga se extienda al metal base

3.4 PLACAS DE EXTENSIÓN DE LA SOLDADURA

Cuando se usen placas de extensión de la soldadura, estas deberán removerse hasta quedar dentro de los 3 mm ($\frac{1}{8}$ in.) desde la superficie del metal base, dando un acabado al extremo de la soldadura, excepto en las placas de continuidad donde se permite que queden dentro de los 6 mm ($\frac{1}{4}$ in.) desde el borde de la placa. Para la remoción se deberán usar procesos de corte por arco de carbono con aire (CAC-A), pulido, cincelado o corte por fusión. El proceso deberá ser controlado para minimizar una remoción errática. Los bordes en donde se hayan removido placas de extensión de la soldadura deberán tener un acabado con una rugosidad de superficie de 13 micras (500 μ -in.) o mejor. El contorno del extremo de la soldadura debe proporcionar una transición suave a las superficies adyacentes, libre de muescas, socavaciones y esquinas agudas. Los defectos de soldadura con una profundidad mayor de 2 mm ($\frac{1}{16}$ in.) deberán ser excavados y reparados por soldadura de acuerdo con un WPS aplicable. Otros defectos de soldadura deberán ser removidos por pulido y contorneados con una pendiente no mayor que 1:5.

3.5 SOLDADURAS DE PUNTO

En la zona protegida, las soldaduras de punto que conecten placas de respaldo y placas de extensión de soldaduras deberán estar ubicadas de manera que queden incorporadas en una soldadura final.

3.6 PLACAS DE CONTINUIDAD

A lo largo del alma, los despuntes de las esquinas deberán detallarse de tal forma que se extiendan una distancia de al menos 38 mm ($1\frac{1}{2}$ in.) más allá de la dimensión k_{det} publicada para el perfil laminado. A lo largo de cada aleta, el despunte deberá detallarse de manera que no haya interferencia

con el radio del filete del perfil laminado y que el corte no supere una distancia de 13 mm ($\frac{1}{2}$ in.) más allá de la dimensión publicada k_1 . El corte deberá ser detallado de manera que se faciliten las terminaciones de las soldaduras tanto sobre la aleta como sobre el alma. Cuando se use un corte de esquina curvo, este debe tener un radio de 13 mm ($\frac{1}{2}$ in.) como mínimo.

En el extremo de la soldadura adyacente a la junta alma/aleta de la columna, no se deben usar placas de extensión de la soldadura para las placas de continuidad, excepto cuando sean autorizadas por el ingeniero responsable de aprobaciones. Las placas de extensión de las soldaduras no deberán ser removidas cuando se usen en esta ubicación a menos que dicho ingeniero responsable de aprobaciones así lo especifique.

Cuando las soldaduras de las placas de continuidad se ejecuten sin usar placas de extensión en su extremo adyacente al radio del filete de la columna, se permitirá aplicar la soldadura en capas que formen una transición con un ángulo de 0° a 45° medido desde el plano vertical. Se tomará como longitud efectiva de la soldadura la porción con tamaño completo. No se requerirán ensayos no destructivos (NDT: Nondestructive testing) en la porción de la soldadura con pendiente o de transición que no tenga el tamaño completo.

3.7 CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

El control de calidad y el aseguramiento de la calidad deberán estar de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

CAPÍTULO 4. REQUISITOS PARA PERNOS

4.1 MONTAJES CON PERNOS

Los pernos deberán ser de alta resistencia pretensionados, de acuerdo con la especificación ASTM F3125, Grados A325, A325M, A490, A490M, F1852 o F2280, a menos que se permitan otro tipo de conectores para una conexión específica.

4.2 REQUISITOS DE INSTALACIÓN

Los requisitos de instalación deberán estar de acuerdo con *las Provisiones Sísmicas del AISC* y la *Especificación RCSC*, excepto cuando específicamente se indique algo diferente en esta norma.

4.3 CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

El control de calidad y el aseguramiento de la calidad deberán estar de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

CAPÍTULO 5. CONEXIÓN A MOMENTO DE SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS: REDUCED BEAM SECTION)

5.1 GENERALIDADES

En una conexión a momento de sección de viga reducida (RBS) (Fig. 5.1), se recortan selectivamente algunas porciones de las aletas de la viga en la región adyacente a la conexión viga-columna. El objeto es que la fluencia y la formación de articulaciones ocurran principalmente dentro de la sección reducida de la viga.

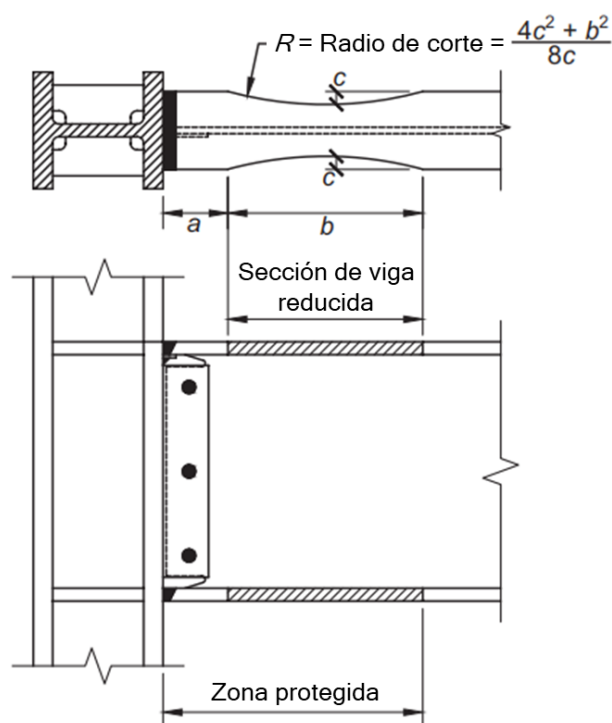


Fig. 5.1. Conexión de sección de viga reducida

5.2 SISTEMAS

Las conexiones RBS están precalificadas para su uso en sistemas basados en pórticos de acero resistentes a momentos, con capacidad moderada (PRM-DMO) y especial (PRM-DES) de disipación de energía, dentro de los límites de la presente norma.

5.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

1. Límites para las vigas

Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las vigas deberán ser miembros laminados de aleta ancha o miembros ensamblados de sección I que cumplan los requisitos de la Sección 2.3.

- (2) El peralte de la viga se limitará como máximo al de un perfil W920 (W36) para perfiles laminados. El peralte de las secciones ensambladas no deberá exceder el peralte permitido para perfiles laminados de aleta ancha.
- (3) El peso de la viga se limitará a un máximo de 447 kgf/m (302 lb/ft).
- (4) El espesor de la aleta de la viga se limitará a un máximo de 44 mm (1¾ in.).
- (5) La relación luz libre a peralte de la viga se limitará como se indica a continuación:
 - a. Para sistemas PRM-DES, mayor o igual que 7.
 - b. Para sistemas PRM-DMO, mayor o igual que 5.
- (6) Las relaciones ancho a espesor de las aletas y el alma de la viga deberán cumplir con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Cuando se determine la relación ancho a espesor de la aleta, el valor de b_f no se deberá tomar menor que el ancho de la aleta en los extremos de los dos tercios centrales de la sección reducida siempre y cuando las cargas gravitacionales no desplacen la ubicación de la articulación plástica a una distancia significativa desde el centro de la sección de viga reducida.

- (7) Se deberá suministrar arriostramiento lateral a las vigas de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas del AISC*. En la zona cercana a la sección reducida se deberá suministrar arriostramiento lateral suplementario de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas del AISC* para el arriostramiento lateral adyacente a las articulaciones plásticas.

El arriostramiento lateral suplementario que se suministre se deberá conectar a la viga a una distancia no mayor de $\frac{d}{2}$ más allá del extremo de la sección de viga reducida más lejana desde la cara de la columna, donde d es el peralte de la viga. No se deberá hacer ninguna conexión a la viga en la zona protegida.

Excepción: para ninguno de los dos sistemas se requerirá arriostramiento suplementario de la aleta superior ni de la inferior en la sección reducida cuando la viga soporte una losa estructural de concreto que esté conectada entre las zonas protegidas con conectores de cortante soldados y espaciados a un máximo de 300 mm (12 in.) a centros.

- (8) La zona protegida constará de la porción de la viga comprendida entre la cara de la columna y el extremo del corte de la sección de viga reducida más alejado de la cara de la columna.

2. Límites para las columnas

Las columnas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) Las columnas deberán estar entre los perfiles laminados o secciones ensambladas permitidos en la Sección 2.3.
- (2) La viga se conectará a la aleta de la columna.
- (3) El peralte de la sección transversal de una columna laminada se limitará como máximo al de un perfil W920 (W36). El peralte de una columna ensamblada de aleta ancha no excederá al correspondiente a una sección laminada.

Las columnas cruciformes con aletas no deberán tener un ancho o un peralte mayor que el peralte permitido para secciones laminadas. Las columnas en cajón ensambladas no deberán tener un ancho o un peralte mayor de 610 mm (24"). Las columnas en perfil de aleta ancha encajonado no deberán tener un ancho o un peralte mayor de 610 mm (24") cuando formen parte de pórticos a momentos ortogonales.

- (4) No hay límite para el peso por unidad de longitud de las columnas.
- (5) No hay requisitos adicionales para el espesor de las aletas.
- (6) Las relaciones de ancho a espesor de las aletas y el alma de las columnas deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (7) El arriostramiento lateral de las columnas deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

5.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA

Las conexiones viga-columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las zonas de panel deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (2) Las relaciones entre los momentos en la columna y en la viga se limitarán como sigue:
 - a. Para sistemas PRM-DES, la relación entre el momento en la columna y el momento en la viga se ajustará a los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*. El valor de $\sum M^*_{pb}$ se deberá tomar igual a $\sum (M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo a la Ecuación 5.8-5 y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación por la cortante desde el centro de la sección de viga reducida hasta el eje de la columna. M_{uv} se puede calcular como $V_{RBS} \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$, donde V_{RBS} es la cortante en el centro de la sección de viga reducida, calculada de acuerdo al Paso 4 de la Sección 5.8, a y b son las dimensiones mostradas en la Fig. 5.1, y d_c es el peralte de la columna.
 - b. Para sistemas PRM-DMO, la relación entre el momento en la columna y el momento en la viga se ajustará a los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

5.5 LÍMITES PARA LAS SOLDADURAS DE ALETAS DE VIGA A ALETAS DE COLUMNA

Las conexiones de las aletas de la viga a la aleta de la columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las aletas de la viga se deberán conectar a la aleta de la columna usando soldaduras acanaladas de penetración completa (CJP). Las soldaduras de las aletas de la viga se ajustarán a los requisitos para soldaduras de demanda crítica de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (2) La geometría de los agujeros de acceso para soldadura se ajustará a los requisitos de la *Especificación AISC 360*.

5.6 LÍMITES PARA LA CONEXIÓN ALMA DE VIGA-ALETA DE COLUMNA

La conexión del alma de la viga a la aleta de la columna deberá satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) La resistencia requerida a cortante de la conexión del alma de la viga se deberá determinar de acuerdo a la Ecuación 5.8-9.
- (2) Los detalles de la conexión del alma deberán limitarse como se indica a continuación:
 - (a) Para sistemas PRM-DES, el alma de la viga se deberá conectar a la aleta de la columna usando una soldadura acanalada CJP que se extienda entre los agujeros de acceso para soldadura. La conexión a cortante con placa simple deberá extenderse

entre los agujeros de acceso para la soldadura tal como se muestra en la Fig. 5.1. Se podrá usar la conexión a cortante con placa simple como respaldo para la soldadura acanalada CJP. El espesor de esta placa deberá ser de 9.5 mm ($\frac{3}{8}$ in.) como mínimo. No se requieren placas de extensión de la soldadura en los extremos de la soldadura acanalada CJP en el alma de la viga. Se permiten perforaciones para pernos en el alma de la viga para fines de montaje.

- (b) Para sistemas PRM-DMO, el alma de la viga se deberá ser conectar a la aleta de la columna tal como se requiere para los sistemas PRM-DES.

Excepción: Para PRM-DMO, se permite conectar el alma de la viga a la aleta de la columna usando una conexión a cortante con placa simple empernada. La conexión a cortante con placa simple empernada se deberá diseñar como una conexión de deslizamiento crítico, con la resistencia de deslizamiento de diseño por perno determinada de acuerdo a la *Especificación AISC 360*. Para cargas sísmicas, la resistencia nominal al aplastamiento en las perforaciones de los pernos no se deberá tomar mayor que el valor dado por la Ecuación J3-6a de la *Especificación AISC 360*. La resistencia de diseño a cortante de la conexión con placa simple se determinará con base en la fluencia a cortante de la sección bruta y en la rotura a cortante de la sección neta. La placa se deberá soldar a la aleta de la columna con una soldadura acanalada CJP o con soldaduras de filete por ambos lados de la placa. El tamaño mínimo de la soldadura de filete por cada lado de la placa deberá ser un 75% del espesor de la placa. Se deberán proveer perforaciones estándar en el alma de la viga y en la placa, excepto que se pueden usar perforaciones de ranura corta (con la ranura paralela a las aletas de la viga) ya sea en el alma de la viga o en la placa, pero no en ambas. Se permite aplicar la pretensión a los pernos ya sea antes o después de ejecutada la soldadura.

5.7 EJECUCIÓN DE LOS RECORTES EN LAS ALETAS

La sección de viga reducida deberá ejecutarse usando corte por fusión para producir una curva suave. La máxima rugosidad de la superficie cortada por fusión deberá ser de 13 micras (500 μ -in.) de acuerdo con la especificación ANSI B46.1, medido usando un comparador visual AWS C4.1 “Sample 4” o similar. Todas las transiciones entre la sección de viga reducida y la aleta de la viga sin modificar se deberán redondear en la dirección longitudinal de la aleta para minimizar los efectos de entalle debidos a transiciones abruptas. Se deberán pulir las aristas entre el corte de la sección reducida y las caras superior e inferior de la aleta para eliminar bordes afilados, sin embargo, no se requiere un chaflán o radio mínimo.

Las tolerancias para el corte por fusión deberán ser de más o menos 6 mm ($\frac{1}{4}$ in.) con respecto a la línea teórica de corte. El ancho efectivo de la aleta de la viga en cualquier sección deberá tener una tolerancia de más o menos 10 mm ($\frac{3}{8}$ in.).

Las socavaciones y muescas que se produzcan en la superficie de la RBS cortada térmicamente podrán ser reparadas mediante pulido cuando no tengan más de 6 mm ($\frac{1}{4}$ in.) de profundidad. El área con socavaciones y muescas debe ser reparada puliéndola para que exista una transición suave; la zona que se pule para formar la transición debe tener una longitud, a cada lado de la socavación que se elimina, no menor que cinco veces su profundidad. Cuando exista una muesca aguda, el área

deberá ser inspeccionada por partículas magnéticas (MT: magnetic particle testing) después de pulir para asegurar que la profundidad total de la muesca haya sido eliminada. No se permiten procesos de pulido que incrementen la profundidad del corte de la RBS en más de 6 mm (¼ in.) más allá de la profundidad de corte especificada.

Las socavaciones y muescas con una profundidad mayor de 6 mm (¼ in.) pero no mayor de 13 mm (½ in.), así como aquellas donde la reparación por pulido podría aumentar la profundidad efectiva del corte de la RBS más allá de la tolerancia, se podrán reparar mediante soldadura. La socavación o muesca deberá ser eliminada y pulida para proporcionar un radio de raíz suave, no menor de 6 mm (¼ in.), como preparación para la soldadura. El área que se repara se deberá precalentar a una temperatura mínima de 66°C o al valor indicado en la especificación AWS D1.1/D1.1M, la que sea mayor, medida en la ubicación de la reparación de soldadura.

Las muescas y socavaciones que superen una profundidad de 13 mm (½ in.) deberán ser reparadas solo con un método aprobado por el ingeniero responsable de aprobaciones.

5.8 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Paso 1. Escoja valores de prueba para las secciones de las vigas y de las columnas y para las dimensiones de la RBS, a , b y c (Fig. 5.1), sujetas a los siguientes límites:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (5.8 - 1)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (5.8 - 2)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (5.8 - 3)$$

donde

- a = distancia horizontal desde la cara de la aleta de la columna hasta el inicio de un corte de la RBS, mm
- b = longitud del corte de la RBS, mm
- b_{bf} = ancho de la aleta de la viga, mm
- c = profundidad del corte en el centro de la sección reducida de la viga, mm
- d = peralte de la viga, mm

Confirme que las vigas y las columnas sean adecuadas para todas las combinaciones de carga especificadas por el código de construcción de edificaciones aplicable, incluyendo la sección reducida de la viga, y que la deriva de piso de diseño para el pórtico cumple con los límites aplicables especificados por dicho código. El cálculo de la deriva elástica deberá considerar el efecto de la sección de viga reducida. Para reducciones de las aletas de la viga hasta de un 50% de su ancho, las derivas elásticas efectivas se pueden calcular multiplicando por 1.1 las derivas elásticas obtenidas con base en las secciones brutas de las vigas, en lugar de cálculos más detallados. Para valores menores de la reducción del ancho de la viga se puede usar una interpolación lineal.

Paso 2. Calcule el módulo plástico de sección en el centro de la sección de viga reducida:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (5.8 - 4)$$

donde

- Z_{RBS} = módulo plástico de sección en el centro de la sección de viga reducida, mm³
 Z_x = módulo plástico de sección respecto al eje x, para la sección transversal completa de la viga, mm³
 t_{bf} = espesor de la aleta de la viga, mm

Paso 3. Calcule el momento máximo probable, M_{pr} , en el centro de la sección de viga reducida:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (5.8 - 5)$$

Paso 4. Calcule la fuerza cortante en el centro de la sección de viga reducida en cada extremo de la viga.

Las fuerzas cortantes en los centros de las secciones de viga reducidas se deberán determinar a partir de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga comprendida entre dichos centros. Para este cálculo se deberá suponer que el momento en el centro de cada sección de viga reducida es M_{pr} y se deberán incluir las cargas gravitacionales que actúan en la viga, basándose en la combinación de carga $1.2D + f_1 L + 0.2G$, donde f_1 es el factor de carga para cargas vivas definido por el código de construcción de edificaciones aplicable, pero no menor de 0.5.

Nota de usuario: la combinación de carga $1.2D + f_1 L + 0.2G$ cumple con la norma ASCE/SEI 7-16. Cuando se use el *International Building Code*, deberá usarse un factor de 0.7 en lugar del factor de 0.2 para G (granizo) cuando la configuración de la cubierta sea tal que el granizo no se desprende de la estructura.

Paso 5. Calcule el momento máximo probable en la cara de la columna.

El momento en la cara de la columna se deberá calcular a partir de un diagrama de cuerpo libre del segmento de viga comprendido entre el centro de la sección de viga reducida y la cara de la columna, tal como se ilustra en la Fig. 5.2.

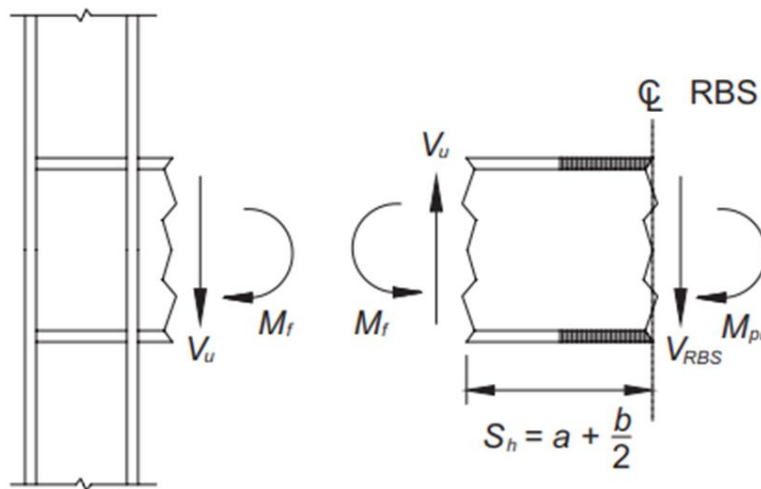


Fig. 5.2. Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la RBS y la cara de la columna

Con base en este diagrama de cuerpo libre, el momento en la cara de la columna se calcula de la siguiente forma:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h \quad (5.8 - 6)$$

donde

- M_f = momento máximo probable en la cara de la columna, N·mm
- S_h = distancia desde la cara de la columna a la articulación plástica, mm
 $= a + \frac{b}{2}$, mm
- V_{RBS} = el mayor de los dos valores de la fuerza cortante en los centros de las secciones reducidas en los extremos de la viga, N

Paso 6. Calcule M_{pe} , el momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado:

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x \quad (5.8 - 7)$$

Paso 7. Verifique la resistencia a la flexión de la viga en la cara de la columna:

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (5.8 - 8)$$

Cuando no se satisfaga la Ecuación 5.8-8, se deberá ajustar los valores de c , a y b , o ajustar el tamaño de la sección, y repetir los Pasos 2 al 7.

Paso 8. Determine la resistencia requerida a cortante, V_u , de la viga y de la conexión entre el alma de la viga y la columna:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad} \quad (5.8 - 9)$$

donde

- L_h = distancia entre las ubicaciones de articulaciones plásticas, mm
- $V_{gravedad}$ = fuerza cortante en la viga que resulta de la combinación $1.2D + f_1L + 0.2G$ (donde f_1 es el factor de carga para cargas vivas definido por el código de construcción de edificaciones aplicable, pero no menor de 0.5), N
- V_u = Resistencia requerida a cortante de la viga y de la conexión entre el alma de la viga y la columna, N

Verifique la resistencia de diseño a cortante de la viga de acuerdo al Capítulo G de la *Especificación AISC 360*.

Nota de usuario: la combinación de carga $1.2D + f_1L + 0.2G$ cumple con la norma ASCE/SEI 7-16. Cuando se aplique el *International Building Code*, deberá usarse un factor de 0.7 en lugar del factor de 0.2 para G (granizo) si la configuración de la cubierta es tal que el granizo no se desprende de la estructura.

Paso 9. Diseñe la conexión del alma de viga a la columna de acuerdo a la Sección 5.6.

Paso 10. Verifique los requisitos de la placa de continuidad de acuerdo al Capítulo 2.

Paso 11. Verifique los límites de la relación entre los momentos en la columna y en la viga de acuerdo a la Sección 5.4.

CAPÍTULO 6. CONEXIÓN A MOMENTO DE PLACA DE EXTREMO RIGIDIZADA O NO RIGIDIZADA

6.1 GENERALIDADES

Las conexiones con placa de extremo empernada se conforman soldando la viga a una placa de extremo que a su vez se conecta con pernos a la aleta de la columna. Esta sección abarca las tres configuraciones de placa de extremo que se muestran en la Fig. 6.1, las cuales están precalificadas bajo las *Provisiones Sísmicas del AISC* dentro de las limitaciones de esta norma.

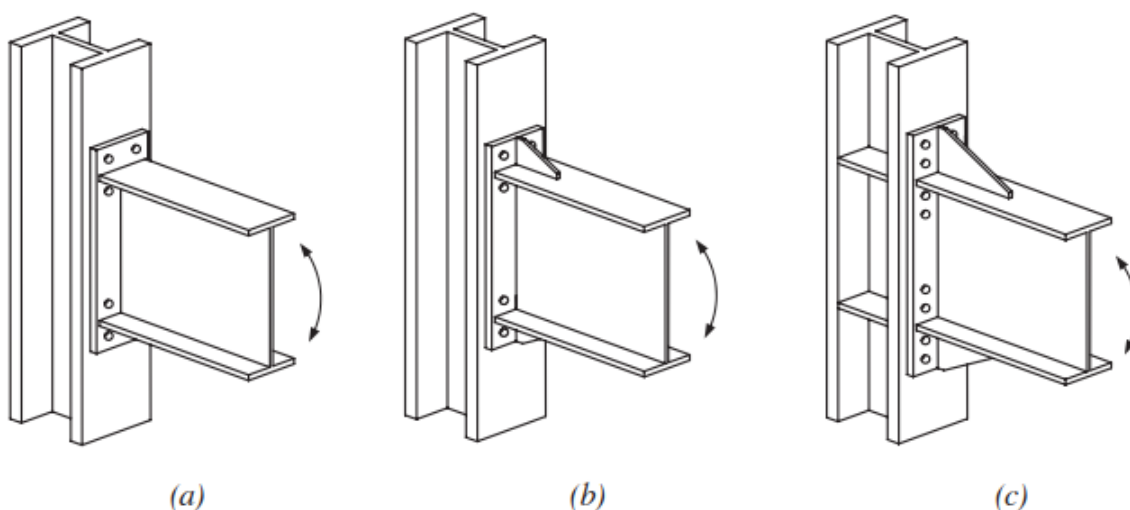


Fig. 6.1. Configuraciones de placa de extremo extendida: (a) de cuatro pernos sin rigidizadores, 4E, (b) de cuatro pernos con rigidizadores, 4ES; (c) de ocho pernos con rigidizadores, 8ES.

En el comportamiento de este tipo de conexión pueden primar diferentes estados límites, que incluyen la fluencia a flexión de la sección de la viga, la fluencia a flexión de las placas de extremo, la fluencia de la zona de panel de la columna, la rotura por tracción de los pernos de la placa de extremo, la rotura por corte de los pernos de la placa de extremo, o la rotura de distintas juntas soldadas. Los criterios de diseño buscan que los elementos de las conexiones tengan la resistencia suficiente para asegurar que la deformación inelástica de la conexión se alcance por fluencia de la viga.

6.2 SISTEMAS

Las conexiones a momento de placa de extremo extendida están precalificadas para su uso en sistemas basados en pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial (PRM-DES) o moderada (PRM-DMO) de disipación de energía.

Excepción: Las conexiones a momento de placa de extremo extendida con losas estructurales de concreto están precalificadas solo si se cumplen las siguientes condiciones:

- (1) Además de las limitaciones de la Sección 6.3, el peralte nominal de la viga no es menor de 600 mm (24 in.);

- (2) No hay conectores de cortante dentro de una distancia de 1.5 veces el peralte de la viga desde la cara de la aleta de la columna conectada; y
- (3) La losa estructural de concreto queda separada por lo menos 25 mm (1 in.) de las dos caras de ambas aletas de la columna. Se permite colocar un material compresible en la junta entre las aletas de la columna y la losa estructural de concreto.

6.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

La Tabla 6.1 presenta un resumen del rango de parámetros que han sido probados satisfactoriamente. Todos los elementos de la conexión deberán estar dentro de los rangos presentados.

Tabla 6.1 Limitaciones paramétricas de la precalificación

	Cuatro pernos sin rigidizadores (4E)		Cuatro pernos con rigidizadores (4ES)		Ocho pernos con rigidizadores (8ES)	
Parámetro	Máximo mm (in.)	Mínimo mm (in.)	Máximo mm (in.)	Mínimo mm (in.)	Máximo mm (in.)	Mínimo mm (in.)
t_{bf}	19.1 $\left(\frac{3}{4}\right)$	9.5 $\left(\frac{3}{8}\right)$	19.1 $\left(\frac{3}{4}\right)$	9.5 $\left(\frac{3}{8}\right)$	25.4 (1)	14.3 $\left(\frac{9}{16}\right)$
b_{bf}	235 $\left(9\frac{1}{4}\right)$	152 (6)	229 (9)	152 (6)	311 $\left(12\frac{1}{4}\right)$	190 $\left(7\frac{1}{2}\right)$
d	1400 (55)	349 $\left(13\frac{3}{4}\right)$	610 (24)	349 $\left(13\frac{3}{4}\right)$	914 (36)	457 (18)
t_p	57.2 $\left(2\frac{1}{4}\right)$	12.7 $\left(\frac{1}{2}\right)$	38 $\left(1\frac{1}{2}\right)$	12.7 $\left(\frac{1}{2}\right)$	63.5 $\left(2\frac{1}{2}\right)$	19.1 $\left(\frac{3}{4}\right)$
b_p	273 $\left(10\frac{3}{4}\right)$	178 (7)	273 $\left(10\frac{3}{4}\right)$	178 (7)	381 (15)	229 (9)
g	152 (6)	102 (4)	152 (6)	83 $\left(3\frac{1}{4}\right)$	152 (6)	127 (5)
p_{fi}, p_{fo}	114 $\left(4\frac{1}{2}\right)$	38 $\left(1\frac{1}{2}\right)$	140 $\left(5\frac{1}{2}\right)$	44 $\left(1\frac{3}{4}\right)$	51 (2)	41 $\left(1\frac{5}{8}\right)$
p_b	-	-	-	-	95 $\left(3\frac{3}{4}\right)$	89 $\left(3\frac{1}{2}\right)$
b_{bf} = ancho de la aleta de la viga, mm b_p = ancho de la placa de extremo, mm d = peralte de la viga que se conecta, mm g = distancia horizontal entre pernos, mm p_b = distancia vertical entre las hileras de pernos interiores y entre las hileras de pernos exteriores en una conexión 8ES, mm p_{fi} = distancia vertical desde la cara interior de la aleta a tracción de una viga hasta la hilera interior de pernos más cercana, mm p_{fo} = distancia vertical desde la cara exterior de la aleta a tracción de una viga hasta la hilera exterior de pernos más cercana, mm t_{bf} = espesor de la aleta de la viga, mm t_p = espesor de la placa de extremo, mm						

1. Límites para las vigas

Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las vigas deberán ser miembros laminados de aleta ancha o miembros ensamblados en I que cumplan los requisitos de la Sección 2.3. En los extremos conectados a momento de secciones ensambladas soldadas, dentro de una distancia por lo menos igual al peralte de la viga o a tres veces el ancho de la aleta, la que sea menor, el alma y las aletas de la viga deberán conectarse usando ya sea una soldadura acanalada de penetración completa (CJP) o un par de soldaduras de filete que tengan cada una un tamaño del 75% del espesor del alma de la viga, pero no menos de 6 mm ($\frac{1}{4}$ in.). Para el resto de la viga, el tamaño de la soldadura no deberá ser menor que el requerido para lograr la transferencia de cortante del alma a las aletas.
- (2) El peralte de la viga, d , se debe limitar a los valores presentados en la Tabla 6.1.
- (3) No hay límite para el peso por unidad de longitud de las vigas.
- (4) El espesor de la aleta de la viga se debe limitar a los valores presentados en la Tabla 6.1.
- (5) La relación entre la luz libre y el peralte de la viga deberá estar dentro de los siguientes límites:
 - a. Para sistemas PRM-DES, igual o mayor a 7.
 - b. Para sistemas PRM-DMO, igual o mayor a 5.
- (6) Las relaciones de ancho a espesor para las aletas y el alma de la viga deberán cumplir con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (7) Se deberá proporcionar arriostramiento lateral a las vigas de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (8) La zona protegida se deberá determinar de la siguiente forma:
 - a. Para conexiones de placa de extremo extendida sin rigidizadores: la porción de la viga comprendida entre la cara de la columna y una distancia igual al peralte de la viga o a tres veces el ancho de la aleta de la viga, la que sea menor, medida desde dicha cara.
 - b. Para conexiones de placa de extremo extendida con rigidizadores: la porción de la viga comprendida entre la cara de la columna y una distancia igual a la ubicación del extremo del rigidizador más la mitad del peralte de la viga o a tres veces el ancho de la aleta de la viga, la que sea menor.

2. Límites para las columnas

Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las columnas deberán ser en cualquiera de los perfiles laminados o secciones ensambladas permitidos en la Sección 2.3.
- (2) La placa de extremo se conectará a la aleta de la columna.
- (3)

El peralte de la sección transversal de una columna laminada se limitará como máximo al de un perfil W920 (W36). El peralte de una columna ensamblada de aleta ancha no excederá al correspondiente a una sección laminada. Las columnas cruciformes con aletas no deberán tener un ancho o un peralte mayor que el peralte permitido para secciones laminadas.

- (4) No hay límite para el peso por unidad de longitud de las columnas.
- (5) No hay requisitos adicionales para el espesor de las aletas.
- (6) Las relaciones de ancho a espesor de las aletas y el alma de la columna deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (7) El arriostramiento lateral de las columnas deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

6.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA

Las conexiones viga-columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las zonas de panel se deberán ajustar a los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (2) Las relaciones entre los momentos en la columna y en la viga se deben ajustar a los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

6.5 PLACAS DE CONTINUIDAD

Las placas de continuidad deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) La necesidad de usar placas de continuidad se deberá determinar de acuerdo a la Sección 6.8.
- (2) Cuando se suministren, las placas de continuidad se deberán ajustar a los requisitos de la Sección 6.8
- (3) Las placas de continuidad se deberán unir a las columnas a través de soldadura de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Excepción: se permite que las placas de continuidad con un espesor menor o igual a 10 mm ($\frac{3}{8}$ in.), se suelden a las aletas de las columnas usando soldaduras de filete por ambos lados. La resistencia requerida de las soldaduras de filete no deberá ser menor que $F_y A_c$, donde A_c se define como las áreas de contacto entre la placa de continuidad y las aletas de la columna a las que se conectan aletas de vigas, y F_y se define como el esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la placa de continuidad.

6.6 PERNOS

Los pernos se deberán ajustar a los requisitos del Capítulo 4.

6.7 DETALLADO DE LA CONEXIÓN

1. Gramil

El gramil, g , se define en las Fig. 6.2 a 6.4. La máxima dimensión del gramil está limitada al ancho de la aleta de la viga conectada.

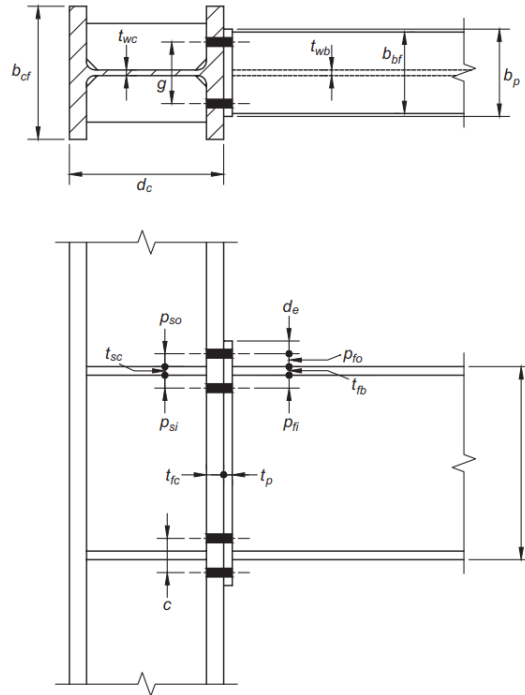


Fig. 6.2. Geometría de la conexión de placa de extremo extendida de cuatro pernos, sin rigidizadores (4E).

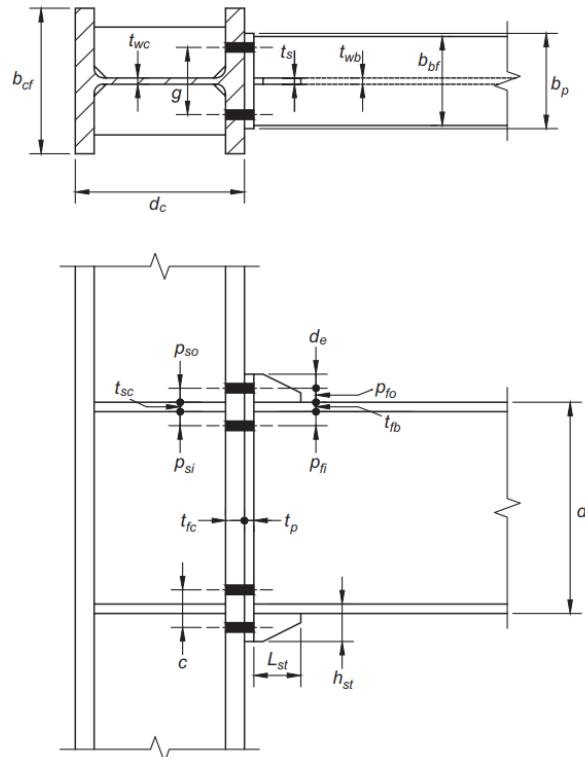
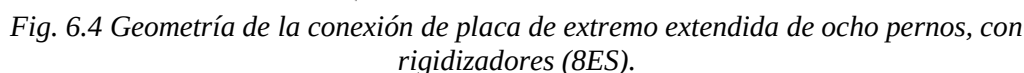


Fig. 6.3. Geometría de la conexión de placa de extremo extendida de cuatro pernos, con rigidizadores (4ES).



El valor mínimo de la distancia desde una cara de una aleta de la viga o de una placa de continuidad hasta la hilera de pernos más cercana es el diámetro del perno más 13 mm ($\frac{1}{2}$ in.) para pernos de hasta 25.4 mm (1 in.) de diámetro, y el diámetro del perno más 19 mm ($\frac{3}{4}$ in.) para pernos de mayores diámetros. Los valores p_{fi} y p_{fo} corresponden a las distancias desde cada cara de la aleta de la viga hasta la línea central de la hilera de pernos más cercana, tal como se muestra en las Fig. 6.2 a 6.4. Las distancias de paso p_{si} y p_{so} corresponden a las distancias desde cada cara de la placa de continuidad hasta la línea central de la hilera de pernos más cercana, tal como se muestra en las Fig. 6.2 a 6.4.

Nota de usuario: Se prefiere una distancia de 3 veces el diámetro del perno. La distancia debe ser suficiente para proporcionar espacio libre para cualquier soldadura en la región.

3. Ancho de la placa de extremo

El ancho de la placa de extremo deberá ser mayor o igual que el ancho de la aleta de la viga conectada. El ancho efectivo de la placa de extremo no se deberá tomar mayor que el ancho de la aleta de la viga conectada más 25 mm (1 in.).

4. Rigidizadores de la placa de extremo

Las dos conexiones de placa de extremo extendida con rigidizadores, Fig. 6.1(b) y (c), requieren rigidizadores soldados entre la aleta de la viga conectada y la placa de extremo. La longitud mínima del rigidizador, L_{st} , deberá ser:

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ} \quad (6.9 - 1)$$

donde h_{st} corresponde a la altura del rigidizador, igual a la altura de la placa de extremo medida desde la cara exterior de la aleta de la viga hasta el borde de la placa de extremo, como se muestra en la Fig. 6.5.

Las placas rigidizadoras deberán terminar en la aleta de la viga y en el borde de la placa de extremo con arranques de 25 mm (1 in.) de largo como mínimo. El rigidizador deberá tener un corte en la esquina donde se encuentran la aleta de la viga y la placa de extremo para proporcionar un espacio libre entre el rigidizador y la soldadura de la aleta de la viga.

Cuando la viga y los rigidizadores de la placa de extremo tengan las mismas resistencias, el espesor de los rigidizadores deberá ser mayor o igual que el espesor del alma de la viga. Si la viga y los rigidizadores de la placa de extremo tienen materiales de diferentes resistencias, el espesor del rigidizador no deberá ser menor que el espesor del alma de la viga multiplicado por la relación entre los esfuerzos de fluencia de los materiales de la viga y de la placa rigidizadora.

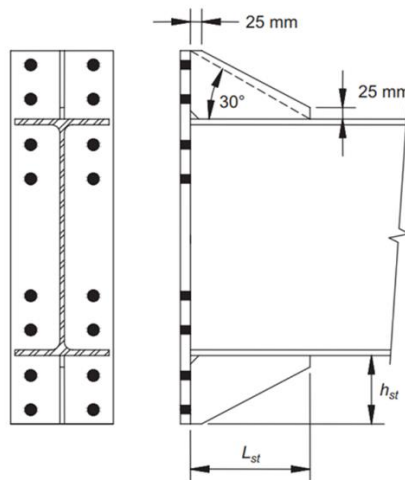


Fig. 6.5. Disposición del rigidizador de placa de extremo y geometría para la 8ES. La geometría para la 4ES es similar.

5. Calzas de acero

Se permite el uso de calzas de acero (Fig. 6.6) en la parte superior o inferior de la conexión y en uno o ambos lados de la misma, sujeto a las limitaciones de la *Especificación RCSC*.

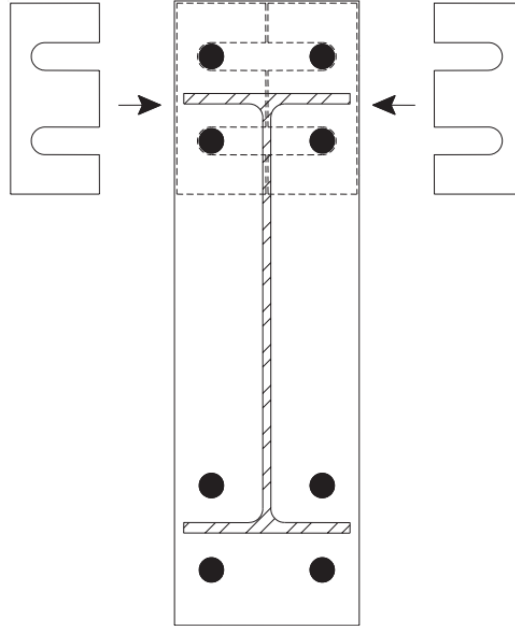


Fig. 6.6. Uso típico de calzas de acero

6. Detalles de soldadura

La soldadura de la viga a la placa de extremo deberá cumplir con las siguientes limitaciones:

- (1) No se deberán usar agujeros de acceso para soldadura.
- (2) La junta entre la aleta de la viga y la placa de extremo deberá ejecutarse usando una soldadura acanalada CJP sin respaldo. La soldadura acanalada CJP deberá ejecutarse de tal forma que la raíz de la soldadura esté del lado de la aleta asociado con el alma de la viga. Por la cara interior de la aleta se deberá tener una soldadura de filete de 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$. Estas soldaduras serán de demanda crítica.
- (3) La junta entre el alma de la viga y la placa de extremo se deberá ejecutar usando ya sea soldaduras de filete o soldaduras acanaladas CJP. Cuando se usen soldaduras de filete, estas deberán dimensionarse para desarrollar la resistencia total del alma de la viga en tracción desde la cara interior de la aleta hasta 150 mm (6 in.) más allá de la línea de pernos más alejada de la aleta de la viga.
- (4) No se requiere remover el metal de soldadura de la raíz en la zona de la aleta localizada directamente por encima y por debajo del alma de la viga, sobre una longitud igual a $1.5k_1$. En esta zona se permite una soldadura acanalada PJP sobre la profundidad total.
- (5) Todas las juntas entre placas de extremo y rigidizadores deberán ejecutarse usando soldaduras acanaladas CJP.

Excepción: Cuando el rigidizador tenga un espesor de 10 mm ($\frac{3}{8}$ in.) o menor, se permitirá el uso de soldaduras de filete que desarrollen la resistencia del rigidizador

6.8 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

La geometría de las conexiones 4E, 4ES y 8ES se muestra en las Figuras 6.2, 6.3 y 6.4, respectivamente.

1. Diseño de la placa de extremo y los pernos

Paso 1. Determine las dimensiones de los miembros a conectar (vigas y columna) y calcule el momento en la cara de la columna, M_f .

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h \quad (6.8 - 1)$$

donde

L_h	=	distancia entre las ubicaciones de las articulaciones plásticas, mm
L_{st}	=	longitud del rigidizador, tal como se muestra en la Fig. 6.5, mm
M_{pr}	=	momento máximo probable en la articulación plástica, N·mm, dado por la Ecuación 2.4-1
S_h	=	distancia desde la cara de la columna hasta la articulación plástica, mm
	=	el menor valor entre $\frac{d}{2}$ y $3b_{bf}$ para una conexión sin rigidizadores (4E)
	=	$L_{st} + t_p$ para una conexión con rigidizadores (4ES, 8ES)
$V_{gravedad}$	=	fuerza cortante de la viga para la combinación $1.2D + f_1 L + 0.2G$ (donde f_1 es el factor de carga para cargas vivas determinado por el código de construcción de edificaciones aplicable, pero no menor de 0.5), N
V_u	=	fuerza cortante en el extremo de la viga, N
	=	$\frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad}$ (6.8 - 2)
b_{bf}	=	ancho de la aleta de la viga, mm
d	=	peralte de la viga que se conecta, mm
t_p	=	espesor de la placa de extremo, mm

Nota de usuario: la combinación de carga de $1.2D + f_1 L + 0.2G$ cumple con la norma ASCE/SEI 7-16. Cuando se aplique el *International Building Code*, debe usarse un factor de 0.7 en lugar del factor de 0.2 para G (granizo) si la configuración de la cubierta es tal que el granizo no se desprende de la estructura.

Paso 2. Seleccione una de las tres configuraciones de conexiones a momento con placa de extremo y establezca valores preliminares para la geometría de la conexión ($g, p_{fi}, p_{fo}, p_b, g, h_i$, etc.) y la calidad de los pernos.

Paso 3. Determine el diámetro requerido para el perno, $d_{b,req}$, usando una de las siguientes expresiones.

Para conexiones de cuatro pernos (4E, 4ES):

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt}(h_o + h_1)}} \quad (6.8 - 3)$$

Para conexiones de ocho pernos (8ES):

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt}(h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} \quad (6.8 - 4)$$

donde

- F_{nt} = resistencia nominal a la tracción del perno de acuerdo a la *Especificación AISC 360*, MPa
- h_i = distancia desde la línea media de la aleta a compresión de la viga hasta la línea central de la i-ésima hilera de pernos a tracción
- h_o = distancia desde la línea media de la aleta a compresión hasta la hilera exterior de pernos del lado a tracción
- ϕ_n = 0.90

Paso 4. Seleccione un diámetro de perno de tanteo, d_b , que no sea menor que el requerido en el Paso 3 de la Sección 6.8.1.

Paso 5. Determine el espesor requerido para la placa de extremo, $t_{p,req}$

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (6.8 - 5)$$

donde

- F_{yp} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la placa de extremo, MPa
- Y_p = Parámetro del mecanismo de línea de falla de la placa de extremo de acuerdo a las Tablas 6.2, 6.3 o 6.4, mm
- ϕ_d = 1.00

Tabla 6.2 Resumen de los parámetros del mecanismo de línea de falla para la placa de extremo extendida de cuatro pernos sin rigidizadores (4E)

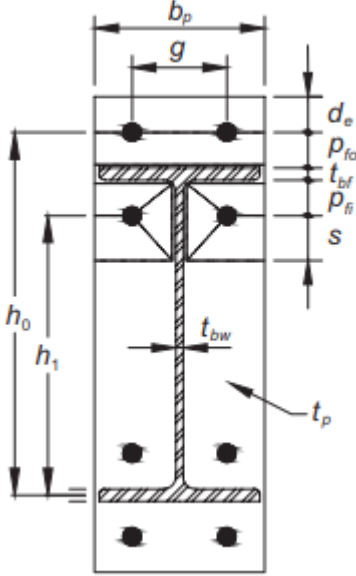
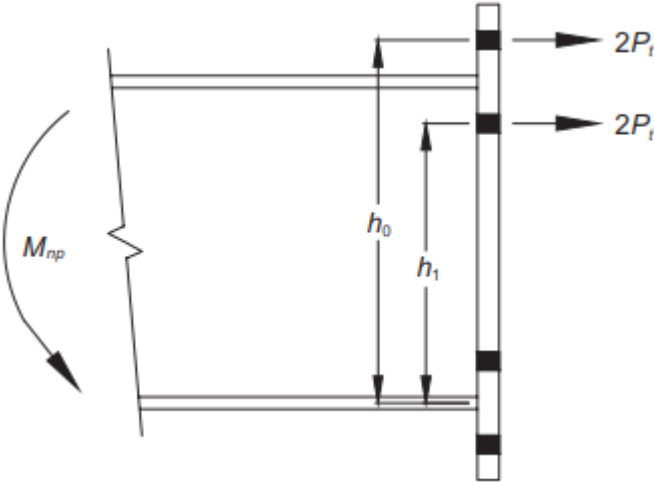
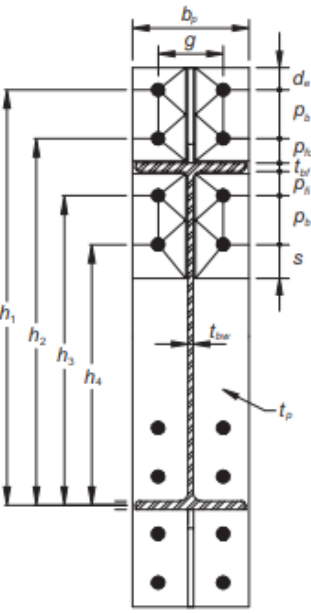
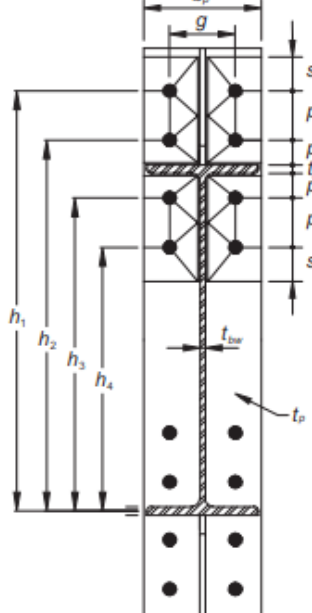
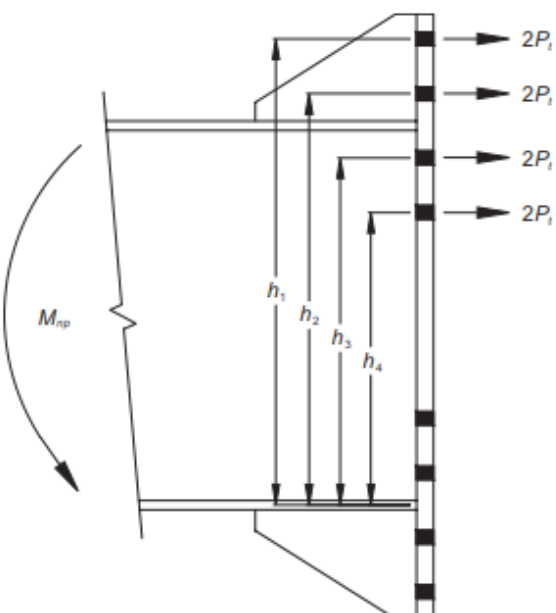
Geometría de la placa de extremo y patrón de la línea de falla	Modelo de fuerzas en los pernos
	
Placa de extremo	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)]$
	$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ Nota: Si $p_{fi} > s$, úsese $p_{fi} = s$

Tabla 6.3 Resumen de los parámetros del mecanismo de línea de falla para la placa de extremo extendida de cuatro pernos con rigidizadores (4ES)

Geometría de la placa de extremo y patrón de la línea de falla		Modelo de fuerzas en los pernos
Caso 1 ($d_e \leq s$)	Caso 2 ($d_e > s$)	
Caso 1 ($d_e \leq s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_o(d_e + p_{fo})]$	
Caso 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{fo}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_o(s + p_{fo})]$	
$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$		Nota: Si $p_{fi} > s$, úsese $p_{fi} = s$

Tabla 6.4 Resumen de los parámetros del mecanismo de línea de falla para la placa de extremo extendida de ocho pernos con rigidizadores (8ES)

Geometría de la placa de extremo y patrón de la línea de falla		Modelo de fuerzas en los pernos
Caso 1 ($d_e \leq s$)	Caso 2 ($d_e > s$)	
		
Caso 1 ($d_e \leq s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + g$	
Caso 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) \right] + g$	
$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$		Nota: Si $p_{fi} > s$, use $p_{fi} = s$

Paso 6. Seleccione un espesor de placa de extremo, t_p , no menor que el valor requerido.

Paso 7. Calcule la fuerza mayorada en la aleta de la viga, F_{fu} .

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}} \quad (6.8 - 6)$$

donde

$$\begin{aligned} d &= \text{peralte de la viga, mm} \\ t_{bf} &= \text{espesor de la aleta de la viga, mm} \end{aligned}$$

Paso 8. Verifique la fluencia a cortante de la porción extendida de la placa de extremo de cuatro pernos sin rigidizadores (4E):

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p \quad (6.8 - 7)$$

donde b_p es el ancho de la placa de extremo, en mm, que se debe tomar como máximo igual al ancho de la aleta de la viga más 25 mm (1 in.).

Si no se satisface la Ecuación 6.8-7, se debe incrementar el espesor de la placa de extremo o usar un material con un mayor esfuerzo de fluencia.

Paso 9. Verifique la rotura por cortante de la porción extendida de la placa de extremo extendida de cuatro pernos no rigidizada (4E):

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_n (0.6) F_{up} A_n \quad (6.8 - 8)$$

donde

$$\begin{aligned} A_n &= \text{área neta de la placa de extremo} \\ &= t_p \left[b_p - 2 \left(d_b + \frac{1}{8} \right) \right] \text{ cuando se usen perforaciones estándar, in.}^2 \\ &= t_p \left[b_p - 2 (d_b + 3) \right] \text{ cuando se usen perforaciones estándar, mm}^2 \\ F_{up} &= \text{resistencia mínima especificada a la tracción de la placa de extremo, MPa} \\ d_b &= \text{diámetro del perno, mm} \end{aligned}$$

Si la Ecuación 6.8-8 no se satisface, se debe incrementar el espesor de la placa de extremo o usar un material con un mayor esfuerzo de fluencia.

Paso 10. Cuando se esté usando ya sea una placa de extremo extendida de cuatro pernos con rigidizadores (4ES) o una placa de extremo extendida de ocho pernos con rigidizadores (8ES), seleccione el espesor del rigidizador de la placa de extremo y diseñe las soldaduras del rigidizador a la aleta de la viga y del rigidizador a la placa de extremo.

$$t_s \geq t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (6.8 - 9)$$

donde

$$\begin{aligned} F_{yb} &= \text{esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la viga, MPa} \\ F_{ys} &= \text{esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del rigidizador, MPa} \\ t_{bw} &= \text{espesor del alma de la viga, mm} \\ t_s &= \text{espesor del rigidizador de la placa de extremo, mm} \end{aligned}$$

La geometría del rigidizador se ajustará a los requisitos de la Sección 6.7.4. Además, para evitar el pandeo local de la placa rigidizadora, se deberá satisfacer el siguiente criterio ancho-espesor:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (6.8 - 10)$$

donde h_{st} es la altura del rigidizador, en mm, igual a la altura de la placa de extremo medida desde la cara exterior de la aleta de la viga hasta el borde de la placa de extremo.

Las soldaduras de los rigidizadores deberán diseñarse para desarrollar su capacidad a cortante en la junta con la aleta de la viga y su capacidad a tracción en la junta con la placa de extremo. Tanto las soldaduras de filete como las acanaladas CJP son apropiadas para la soldadura de la placa rigidizadora a la aleta de la viga. Para la soldadura de la placa rigidizadora a la placa de extremo se deberán usar soldaduras acanaladas CJP. Se permiten soldaduras de filete por ambos lados si la placa de extremo tiene un espesor de 10 mm ($\frac{3}{8}$ in.), o menor.

Paso 11. La resistencia de la conexión por rotura de los pernos a cortante es proporcionada por los pernos en una aleta (la aleta compresión); así

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b \quad (6.8 - 11)$$

donde

A_b	=	área bruta nominal del perno, mm ²
F_{nv}	=	resistencia nominal a cortante del perno, de acuerdo a la <i>Especificación AISC 360</i> , MPa
V_u	=	fuerza cortante en el extremo de la viga, N, dada por la Ecuación 6.8-2
n_b	=	número de pernos en la aleta a compresión
	=	4 para conexiones 4E y 4ES
	=	8 para conexiones 8ES

Paso 12. Verifique la falla por aplastamiento y por desgarramiento producidos por las fuerzas de los pernos en la placa de extremo y en la aleta de la columna:

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no} \quad (6.8 - 12)$$

donde

F_u	=	resistencia mínima especificada a la tracción del material de la placa de extremo o de la aleta de la columna, MPa
L_c	=	distancia libre, en dirección de la fuerza, entre el borde de una perforación y el borde de la perforación adyacente o el borde del material, mm
d_b	=	diámetro del perno, mm
n_i	=	número de pernos interiores
	=	2 para conexiones 4E y 4ES
	=	4 para conexiones 8ES
n_o	=	número de pernos exteriores
	=	2 para conexiones 4E y 4ES
	=	4 para conexiones 8ES

$$\begin{aligned}
r_{ni} &= 1.2L_c t F_u < 2.4d_b t F_u \text{ para cada perno interior} \\
r_{no} &= 1.2L_c t F_u < 2.4d_b t F_u \text{ para cada perno exterior} \\
t &= \text{espesor de la placa de extremo o de la aleta de la columna, mm}
\end{aligned}$$

Paso 13. Diseñe las soldaduras de la aleta a la placa de extremo y del alma a la placa de extremo usando los requisitos de la Sección 6.7.6.

2. Diseño del lado de la columna

Paso 1. Verifique la aleta de la columna para fluencia por flexión:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \quad (6.8 - 13)$$

donde

$$\begin{aligned}
F_{yc} &= \text{esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la aleta de la columna, MPa} \\
Y_c &= \text{parámetro del mecanismo de la línea de falla de la aleta de columna no rigidizada de acuerdo a la Tabla 6.5 o Tabla 6.6, mm} \\
t_{cf} &= \text{espesor de la aleta de la columna, mm}
\end{aligned}$$

Si la Ecuación 6.8-13 no se satisface, incremente la dimensión de la columna o añada placas de continuidad.

Si se añaden placas de continuidad, verifique la Ecuación 6.8-13 usando Y_c para una aleta de columna con rigidizador de acuerdo a las Tablas 6.5 y 6.6.

Tabla 6.5 Resumen de los parámetros del mecanismo de línea de falla de la aleta de la columna en una conexión de placa de extremo extendida de cuatro pernos (4E y 4ES)

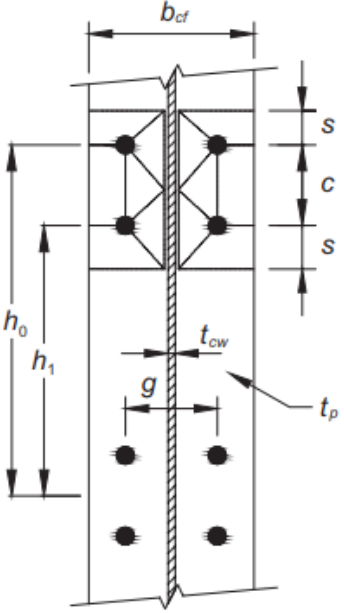
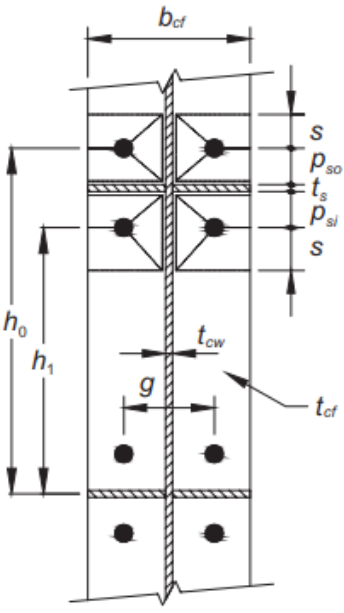
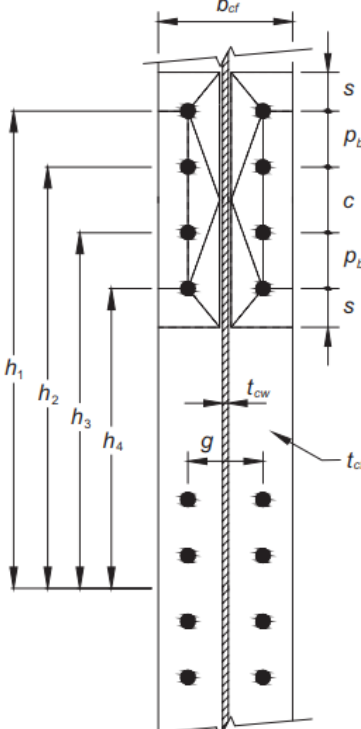
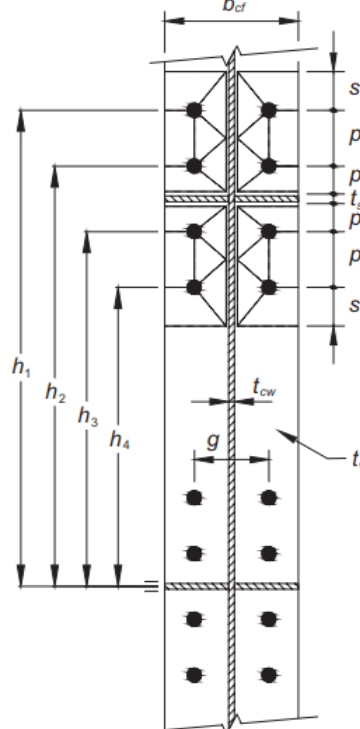
Geometría y patrón de la línea de falla de la aleta de una columna no rigidizada	Geometría y patrón de la línea de falla de la aleta de una columna rigidizada
	
Aleta de columna no rigidizada	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$
Aleta de columna rigidizada	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1 (s + p_{si}) + h_o (s + p_{so})]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$ Nota: Si $p_{si} > s$, úsese $p_{si} = s$

Tabla 6.6 Resumen de los parámetros del mecanismo de línea de falla de la aleta de la columna en una conexión de placa de extremo extendida de ocho pernos (8ES)

Geometría y patrón de la línea de falla de la aleta de una columna no rigidizada	Geometría y patrón de la línea de falla de la aleta de una columna rigidizada
	
Aleta de columna no rigidizada	$Y_p = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_b + \frac{c}{2} + s \right) + h_2 \left(\frac{p_b + c}{2} + \frac{c}{4} \right) + h_3 \left(\frac{p_b + c}{2} + \frac{c}{2} \right) + h_4 (s) \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$
Aleta de columna rigidizada	$Y_p = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{so}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{si}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{so} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{si} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$ Nota: Si $p_{si} > s$, use $p_{si} = s$

Paso 2. Si se requieren placas de continuidad por la fluencia a la flexión de la aleta de la columna, determine la fuerza requerida del rigidizador.

La resistencia de diseño a flexión de la aleta de la columna es:

$$(6.8 - 14)$$

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{cf}^2$$

donde Y_c es el parámetro del mecanismo de la línea de falla de la columna no rigidizada de la Tabla 6.5 o la Tabla 6.6, mm. Por lo tanto, la fuerza de diseño equivalente de la aleta de la columna es:

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{(d - t_{bf})} \quad (6.8 - 15)$$

Al usar $\phi_d R_n$, la fuerza requerida para el diseño de la placa de continuidad se determina de acuerdo a la Sección 6.8.2, Paso 6.

Paso 3. Verifique la resistencia a fluencia local del alma de la columna, para el alma de la columna sin rigidizar, en las aletas de la viga.

Requisito de resistencia:

$$F_{fu} \leq \phi_d R_n \quad (6.8 - 16)$$

$$R_n = C_t (6k_c + t_{bf} + 2t_p) F_{yc} t_{cw} \quad (6.8 - 17)$$

donde

$$\begin{aligned} C_t &= 0.5 \text{ si la distancia desde la parte superior de la columna hasta la cara superior de la aleta de la viga es menor que el peralte de la columna.} \\ &= 1.0 \text{ para otros casos} \\ F_{yc} &= \text{esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del alma de la columna, MPa} \\ k_c &= \text{Distancia desde la cara exterior de la aleta de columna hasta el borde del filete sobre el alma (valor de diseño) o el borde de la soldadura de filete sobre el alma, mm} \\ t_{cw} &= \text{espesor del alma de la columna, mm} \end{aligned}$$

Si el requisito de resistencia de la Ecuación 6.8-16 no se satisface, se requerirán placas de continuidad para el alma de la columna.

Paso 4. Verifique la resistencia a pandeo del alma de la columna, para el alma de la columna sin rigidizar, en la aleta a compresión de la viga.

Requisito de resistencia:

$$F_{fu} \leq \phi R_n \quad (6.8 - 18)$$

donde $\phi = 0.75$.

- (a) Cuando F_{fu} se aplica en una distancia mayor o igual que $\frac{d_c}{2}$ desde el extremo de la columna:

$$R_n = \frac{24t_{cw}^3 \sqrt{EF_{yc}}}{h} \quad (6.8 - 19)$$

- (b) Cuando F_{fu} se aplica en una distancia menor de $\frac{d_c}{2}$ desde el extremo de la columna:

$$R_n = \frac{12t_{cw}^3 \sqrt{EF_{yc}}}{h} \quad (6.8 - 20)$$

donde h es la distancia libre entre las aletas menos el filete o el radio de esquina para perfiles laminados; o la distancia libre entre aletas para perfiles ensamblados soldados, mm.

Si el requisito de resistencia de la Ecuación 6.8-18 no se satisface, se requerirán placas de continuidad en el alma de la columna.

Paso 5. Verifique la resistencia por arrugamiento del alma de la columna, para el alma de la columna sin rigidizar, a nivel de la aleta a compresión de la viga.

Requisito de resistencia:

$$F_{fu} \leq \phi R_n \quad (6.8 - 21)$$

donde $\phi = 0.75$.

- (a) Cuando F_{fu} se aplica a una distancia mayor o igual que $\frac{d_c}{2}$ desde el extremo de la columna:

$$R_n = 0.80t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc}t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (6.8 - 22)$$

- (b) Cuando F_{fu} se aplica a una distancia menor de $\frac{d_c}{2}$ desde el extremo de la columna:

- i. Para $\frac{N}{d_c} \leq 0.2$,

$$R_n = 0.40t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc}t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (6.8 - 23)$$

- ii. Para $\frac{N}{d_c} > 0.2$,

$$R_n = 0.40t_{cw}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc}t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (6.8 - 24)$$

donde

- N = $b_f + 2w + 2t_p$, mm
 d_c = peralte de la columna, mm
 t_p = espesor de la placa de extremo, mm
 w = tamaño de la soldadura de filete o del refuerzo de la soldadura acanalada, si se usa, mm

Si el requisito de resistencia de la Ecuación 6.8-21 no se satisface, se requerirán placas de continuidad en el alma de la columna.

Paso 6. Si se requieren placas de continuidad para cualquiera de los estados límite del lado de la columna, la resistencia requerida es:

$$F_{su} = F_{fu} - \min(\phi R_n) \quad (6.8 - 25)$$

donde $\min(\phi R_n)$ es el mínimo entre los valores de la resistencia de diseño de la Sección 6.8-2, Paso 2 (flexión de la aleta de la columna), Paso 3 (fluencia del alma de la columna), Paso 4 (pandeo del alma de la columna) y Paso 5 (arrugamiento del alma de la columna).

El diseño de las placas de continuidad deberá cumplir también el Capítulo E de las *Provisiones Sísmicas del AISC*, y las soldaduras deberán ser diseñadas de acuerdo a la Sección 6.5(3).

Paso 7. Verifique la zona de panel de acuerdo con la Sección 6.4(1).

CAPÍTULO 7. CONEXIÓN A MOMENTO DE PLACAS EMPERNADAS A LAS ALETAS (BFP: BOLTED FLANGE PLATE)

7.1 GENERALIDADES

Las conexiones a momento de placas empernadas a las aletas (BFP) emplean placas soldadas a las aletas de la columna y empernadas a las aletas de la viga. Las placas superior e inferior deben ser idénticas. Las placas de aleta se sueldan a la aleta de la columna usando soldaduras acanaladas CJP y las conexiones a las aletas de la viga se hacen con pernos de alta resistencia. El alma de la viga se conecta a la aleta de la columna usando una placa a cortante empernada, con pernos en perforaciones de ranura corta. Los detalles para este tipo de conexión se muestran en la Figura 7.1. Se espera que el inicio de la fluencia y la formación de articulaciones plásticas ocurran en la viga, en la región cercana a los extremos de las placas de aleta.

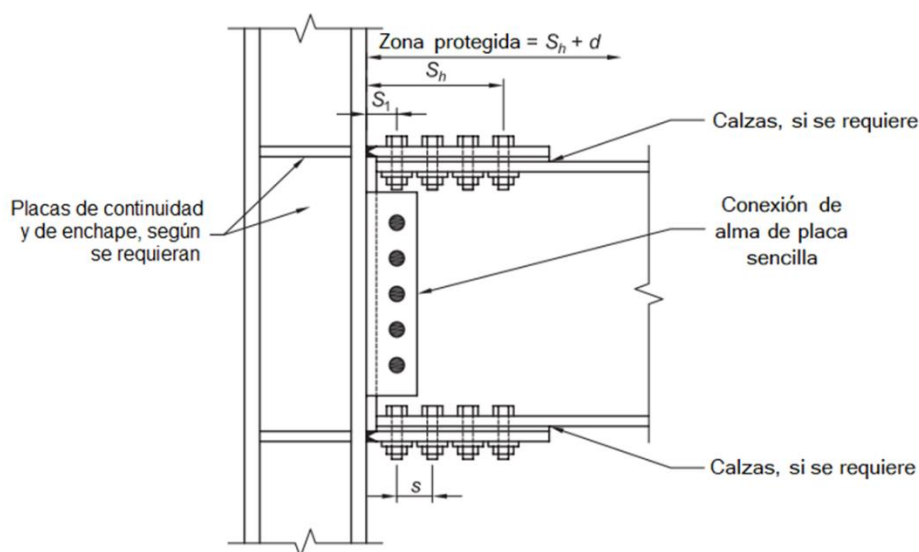


Fig. 7.1. Conexión a momento de placas empernadas a las aletas

7.2 SISTEMAS

Las conexiones de placas empernadas a las aletas están precalificadas para su uso en sistemas basados en pórticos de acero resistentes a momentos, con capacidad especial (PRM-DES) y moderada (PRM-DMO) de disipación de energía dentro de las limitaciones de estas disposiciones.

Excepción: Las conexiones de placas empernadas a las aletas en sistemas PRM-DES con losas estructurales de concreto están precalificadas solo si la losa estructural de concreto queda separada a una distancia de por lo menos 25 mm (1 in.) de las dos caras de ambas aletas de la columna. Se permite colocar un material compresible en la junta entre las aletas de la columna y la losa estructural de concreto.

7.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

1. Límites para las vigas

Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las vigas deberán ser miembros laminados de aleta ancha o miembros ensamblados de sección I que cumplan los requisitos de la Sección 2.3.
- (2) El peralte de la viga se limitará como máximo al de un perfil W920 (W36) para perfiles laminados. El peralte de las secciones ensambladas no deberá exceder el peralte permitido para perfiles laminados de aleta ancha.
- (3) El peso de la viga se limitará a un máximo de 223 kg/m (150 lb/ft).
- (4) El espesor de la aleta de la viga se limitará a un máximo de 25.4 mm (1 in.).
- (5) La relación luz libre a peralte de la viga se limitará como se indica a continuación:
 - a. Para sistemas PRM-DES, mayor o igual que 9.
 - b. Para sistemas PRM-DMO, mayor o igual que 7.
- (6) Las relaciones ancho a espesor para las aletas y el alma de la viga deberán cumplir con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (7) Se deberá suministrar arriostramiento lateral a las vigas como sigue:

El arriostramiento lateral de las vigas deberá cumplir con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*. Para satisfacer los requisitos del Capítulo E de las *Provisiones Sísmicas del AISC* relativos al arriostramiento lateral en las articulaciones plásticas, se deberá suministrar arriostramiento lateral suplementario a nivel de la aleta superior y de la aleta inferior de la viga, el cual deberá quedar ubicado a una distancia entre d y $1.5d$ desde el perno más alejado de la cara de la columna. No se deberá conectar ningún arriostramiento lateral dentro de la zona protegida.

Excepción: para ninguno de los dos sistemas, PRM-DES y PRM-DMO, se requiere arriostramiento suplementario de la aleta superior ni de la inferior en las articulaciones plásticas, cuando la viga soporta una losa estructural de concreto que se conecta a lo largo de la luz de la viga, entre las zonas protegidas, con conectores de cortantes soldados con un espaciamiento máximo de 300 mm (12 in.) a centros.
- (8) La zona protegida constará de las placas de aleta y de la porción de la viga comprendida entre la cara de la columna y una distancia igual al peralte de la viga, d , más allá del perno más alejado de la cara de la columna.

2. Límites para las columnas

Las columnas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) Las columnas deberán estar entre los perfiles laminados o secciones ensambladas permitidos en la Sección 2.3.
- (2) La viga se conectará a la aleta de la columna.
- (3) El peralte de la sección transversal de una columna en perfil laminado se limitará como máximo al de un perfil W920 mm (W36) cuando se tenga una losa estructural de concreto. Cuando no se tenga una losa estructural de concreto, el peralte de la columna en perfil laminado se limitará como máximo al de un perfil W360 (W14). Las columnas cruciformes con aletas no deberán tener un ancho o un peralte mayor que el peralte permitido para

secciones laminadas. Las columnas en cajón ensambladas no deberán tener un ancho o un peralte mayor de 610 mm (24"). Las columnas en perfil de aleta ancha encajonado no deberán tener un ancho o un peralte mayor de 610 mm (24") cuando formen parte de pórticos a momentos ortogonales.

- (4) No hay límite para el peso por unidad de longitud de las columnas.
- (5) No hay requisitos adicionales para el espesor de las aletas.
- (6) Las relaciones de ancho a espesor de las aletas y el alma de las columnas deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (7) El arriostramiento lateral de columnas deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

7.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA

Las conexiones viga-columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las zonas de panel deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (2) Las relaciones entre los momentos en la columna y en la viga deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

7.5 DETALLADO DE LA CONEXIÓN

1. Especificaciones del material de la placa

Todas las placas de conexión deberán cumplir con una de las siguientes especificaciones: ASTM A36/A36M o A572/A572M Grado 50 (345).

2. Soldaduras de las placas de aleta de la viga

Las placas de aleta deberán conectarse a la aleta de la columna usando soldaduras acanaladas CJP que se considerarán de demanda crítica. Si se usa respaldo, deberá ser removido. Se deberá remover la pasada de raíz hasta encontrar metal sano y volver a soldar.

3. Soldaduras de la conexión a cortante con placa simple

La conexión a cortante con placa simple deberá ser soldada a la aleta de la columna. La conexión con placa simple a la aleta de la columna deberá constar de soldaduras acanaladas CJP, soldaduras acanaladas PJP por ambos lados o soldaduras de filete por ambos lados.

4. Requisitos para los pernos

Los pernos deberán quedar dispuestos simétricamente respecto a los ejes de la viga y deberán estar limitados a dos pernos por hilera en las conexiones de la placa de aleta. La longitud del grupo de pernos no deberá exceder el peralte de la viga. Se deberán usar perforaciones estándar en las aletas de la viga. Las perforaciones en las placas de aleta podrán ser estándar o agrandadas. Las perforaciones para los pernos en las aletas de la viga y en las placas de aleta deberán ser ejecutadas taladrando o sub-punzonando y ensanchando. No se permiten perforaciones punzonadas.

Nota de usuario: Aunque se permiten perforaciones estándar en la placa de aleta, su uso probablemente resultará en modificaciones en campo para acomodarse a las tolerancias del

Los pernos en las placas de aleta deberán ser ASTM F3125 Grado A490, Grado A490M o Grado F2280. La rosca debe quedar excluida del plano de corte. El diámetro de los pernos está limitado a un máximo de 28.6 mm $\left(1 \frac{1}{8} \text{ in.}\right)$.

5. Calzas para la placa de aleta

Se pueden usar calzas con un espesor total máximo de 6.4 mm $\left(\frac{1}{4} \text{ in.}\right)$ entre la placa de aleta y la aleta de la viga como se muestra en la Fig. 7.1. Las calzas, si se requieren, pueden ser de ranuras abiertas o con perforaciones taladradas o punzonadas.

7.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Paso 1. Calcule el momento máximo probable en la articulación plástica, M_{pr} , de acuerdo con la Sección 2.4.3.

Paso 2. Calcule el diámetro máximo de perno para evitar la rotura por tracción de la aleta de la viga.

Para perforaciones estándar con dos pernos por hilera:

$$d_b \leq \frac{b_f}{2} \left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u}\right) - 3 \text{ mm} \quad (7.6 - 2M)$$

Seleccione un diámetro de perno. Verifique que las distancias al borde de las perforaciones de la aleta de la viga satisfacen los requisitos de la *Especificación AISC 360*.

Paso 3. Suponga un espesor de la placa de aleta, t_p . Estime el ancho de la placa de aleta, b_{fp} , considerando el gramil entre pernos, los requisitos para la distancia del perno al borde, y el ancho de la aleta de la viga. Determine la resistencia nominal a corte por perno que prima, considerando el corte del perno y el aplastamiento del material conectado:

$$r_n = \min \begin{cases} 1.0 F_{nv} A_b \\ 2.4 F_{ub} d_b t_f \\ 2.4 F_{up} d_b t_p \end{cases} \quad (7.6 - 3)$$

donde

A_b	=	área nominal del cuerpo no roscado del perno, mm ²
F_{nv}	=	resistencia nominal a cortante del perno de acuerdo a la <i>Especificación AISC 360</i> , MPa
F_{ub}	=	resistencia mínima especificada a la tracción del material de la viga, MPa

F_{up}	=	resistencia mínima especificada a la tracción del material de la placa, MPa
d_b	=	diámetro nominal del perno, mm
t_f	=	espesor de la aleta de la viga, mm
t_p	=	espesor de la placa de aleta, mm

Paso 4. Seleccione un valor de tanteo para el número de pernos.

Nota de usuario: el número de pernos para el tanteo se puede estimar usando la siguiente ecuación.

$$n \geq \frac{1.25M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)} \quad (7.6 - 4)$$

donde

n = número de pernos redondeado al siguiente incremento superior de número par

Paso 5. Determine la ubicación de la articulación plástica de la viga, S_h , medida desde la cara de la columna.

$$S_h = S_1 + s \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \quad (7.6 - 5)$$

donde

S_1 = distancia desde la cara de la columna hasta la hilera más cercana de pernos, mm
 n = número de pernos
 s = espaciamiento de las hileras de pernos, mm

El espaciamiento entre hileras de pernos, s , y la distancia al borde, deberán ser lo suficientemente grandes para asegurar que l_c , tal como se define en la *Especificación AISC 360*, sea mayor o igual que $2d_b$.

Paso 6. Calcule la fuerza cortante en los puntos en cada extremo de la viga donde se ubican las articulaciones plásticas.

La fuerza cortante en cada punto donde se ubica una articulación, V_h , se deberá determinar a partir de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga comprendida entre dichos puntos. En este cálculo se deberá suponer que el momento en las articulaciones plásticas es M_{pr} y se deberán incluir las cargas gravitacionales que actúan en la viga, con base en la combinación de cargas $1.2D + f_1L + 0.2SG$, donde D es la carga muerta; f_1 es el factor de carga para cargas vivas determinado por el código de construcción de edificaciones, pero no menor de 0.5; L es la carga viva; y G es la carga de granizo.

Nota de usuario: la combinación de carga de $1.2D + f_1L + 0.2G$ cumple con el ASCE/SEI 7-16. Cuando se aplique el *International Building Code*, debe usarse un factor de 0.7 en lugar del factor de 0.2 para G (granizo) si la configuración de la cubierta es tal que el granizo no se desprende de la estructura.

Paso 7. Calcule el momento esperado en la cara de la aleta de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad (7.6 - 6)$$

donde V_h es el mayor valor de los dos valores de la fuerza cortante en los puntos donde se ubican las articulaciones en cada extremo de la viga, N.

En la ecuación 7.6-6 se desprecia la carga gravitacional en la porción de la viga comprendida entre la articulación plástica y la cara de la columna. Se permite incluir dicha carga en esta pequeña porción de la viga.

Paso 8. Calcule F_{pr} , correspondiente a la fuerza en la placa de debida a M_f .

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d + t_p)} \quad (7.6 - 7)$$

donde

d = peralte de la viga, mm

t_p = espesor de la placa de aleta, mm

Paso 9. Confirme que el número de pernos seleccionado en el Paso 4 sea adecuado.

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n} \quad (7.6 - 8)$$

Paso 10. Verifique que el espesor de la placa de aleta supuesto en el Paso 3 sea adecuado:

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_y b_{fp}} \quad (7.6 - 9)$$

donde

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la placa de aleta, MPa

b_{fp} = Ancho de la placa de aleta, mm

Paso 11. Verifique la placa de aleta para el estado límite de la rotura a tracción.

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad (7.6 - 10)$$

donde R_n se define en las disposiciones para rotura por tracción del Capítulo J de la *Especificación AISC 360*.

Paso 12. Verifique la aleta de la viga para el estado límite de rotura por desgarramiento en bloque.

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad (7.6 - 11)$$

donde R_n se define en las disposiciones para rotura por desgarramiento en bloque del Capítulo J de la *Especificación AISC 360*.

Paso 13. Verifique la placa de aleta para los estados límite de pandeo por compresión.

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad (7.6 - 12)$$

donde R_n se define en las disposiciones para pandeo por compresión de la Sección J4.4 de la *Especificación AISC 360*.

Nota de usuario: cuando se verifique el pandeo por compresión de la placa de aleta, la longitud efectiva, KL , se podrá tomar como $0.65S_1$

Se puede requerir alguna iteración entre los Pasos 3 y 13 para determinar un tamaño aceptable de la placa de aleta.

Paso 14. Determine la resistencia requerida a cortante, V_u , de la viga y de la conexión del alma de la viga a la columna:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravidad} \quad (7.6 - 13)$$

donde

L_h	=	distancia entre los puntos donde se ubican las articulaciones plásticas, mm
$V_{gravidad}$	=	Fuerza cortante en la viga que resulta de la combinación $1.2D + f_1L + 0.2S$ (donde f_1 es el factor de carga para cargas vivas determinado por el código de construcción de edificaciones aplicable, pero no menor de 0.5), N

Nota de usuario: la combinación de carga de $1.2D + f_1L + 0.2G$ cumple con el ASCE/SEI 7-16. Cuando se aplique el *International Building Code*, debe usarse un factor de 0.7 en lugar del factor de 0.2 para G (granizo) si la configuración de la cubierta es tal que el granizo no se desprende de la estructura.

Verifique la resistencia de diseño a cortante de la viga de acuerdo a la *Especificación AISC 360*.

Paso 15. Diseñe una conexión a cortante con placa simple para la resistencia requerida a cortante, V_u , calculada en el Paso 14 y ubicada en la cara de la columna, cumpliendo los requisitos de la *Especificación AISC 360*.

Paso 16. Verifique los requisitos de la placa de continuidad de acuerdo al Capítulo 2.

Paso 17. Verifique la zona de panel de la columna de acuerdo a la Sección 7.4.

La resistencia requerida a cortante de la zona de panel se deberá determinar a partir de la sumatoria de los momentos en las caras de la columna, obtenidos proyectando sobre dichas caras los momentos iguales a $R_y F_y Z_e$ que actúan en los puntos de articulación plástica. Para el valor d , sume dos veces el espesor de la placa de aleta al peralte de la viga.

CAPÍTULO 8. CONEXIÓN A MOMENTO DE ALETAS NO REFORZADAS SOLDADAS-ALMA SOLDADA (WUF-W: WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB)

8.1 GENERALIDADES

En una conexión a momento de aleta no reforzada soldada-alma soldada (WUF-W), la rotación inelástica se desarrolla principalmente por fluencia de la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La rotura de la conexión es controlada a través de requisitos especiales para el detallado, asociados con las soldaduras que unen las aletas de la viga a la aleta de la columna, con las soldaduras que unen el alma de la viga a la aleta de la columna, y con la forma y el acabado de los agujeros de acceso para la soldadura. En la Figura 8.1 se muestra una vista general de la conexión.

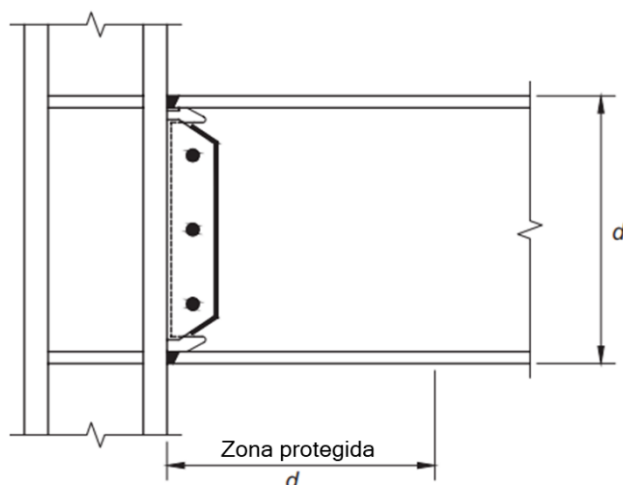


Fig. 8.1. Conexión a momento WUF-W

8.2 SISTEMAS

Las conexiones a momento WUF-W están precalificadas para su uso en sistemas basados en pórticos de acero resistentes a momentos, con capacidad especial (PRM-DES) y moderada (PRM-DMO) de disipación de energía, dentro de las limitaciones de estas disposiciones.

8.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

1. Límites para las vigas

Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las vigas deberán ser miembros laminados de aleta ancha o miembros ensamblados en I que cumplan los requisitos de la Sección 2.3.
- (2) El peralte de la viga se limitará como máximo al de un perfil W920 (W36) para perfiles laminados. El peralte de las secciones ensambladas no podrá exceder el peralte permitido para perfiles laminados de aleta ancha.
- (3) El peso de la viga se limitará a un máximo de 224 kg/m (150 lb/ft).
- (4) El espesor de la aleta de la viga se limitará a un máximo de 25.4 mm (1 in.).
- (5) La relación de luz libre a peralte de la viga se limitará como se indica a continuación:
 - a. Para sistemas PRM-DES, mayor o igual que 7.

- b. Para sistemas PRM-DMO, mayor o igual que 5.
- (6) Las relaciones de ancho a espesor para las aletas y el alma de la viga deberán cumplir con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (7) Se deberá suministrar arriostramiento lateral a las vigas como sigue:
El arriostramiento lateral de las vigas deberá cumplir con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*. Para satisfacer los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC* relativos al arriostramiento lateral en las articulaciones plásticas, se deberá suministrar arriostramiento lateral suplementario a nivel de la aleta superior y de la aleta inferior de la viga, el cual deberá quedar ubicado a una distancia entre d y $1.5d$ desde la cara de la columna. No se deberá conectar ningún arriostramiento lateral a la viga en la región comprendida entre la cara de la columna y una distancia d desde dicha cara.
- (8) **Excepción:** para ninguno de los dos sistemas, PRM-DES y PRM-DMO, se requiere arriostramiento suplementario de la aleta superior ni de la inferior en las articulaciones plásticas, cuando la viga soporta una losa estructural de concreto que se conecta a lo largo de la luz de la viga, entre las zonas protegidas, con conectores de cortante soldados con un espaciamiento máximo de 300 mm (12 in.) a centros. La zona protegida consta de la porción de la viga entre la cara de la columna y una distancia igual a un peralte de la viga, d , desde la cara de la columna.

2. Límites para las columnas

Las columnas deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) Las columnas deberán estar entre los perfiles laminados o secciones ensambladas permitidos en la Sección 2.3.
- (2) La viga se conectará a la aleta de la columna.
- (3) El peralte de la sección transversal de una columna en perfil laminado se limitará como máximo al de un perfil W920 (W36). El peralte de las columnas ensambladas de aleta ancha no deberá exceder al permitido para secciones laminadas. Las columnas cruciformes con aletas no deberán tener un ancho o un peralte mayor que el peralte permitido para secciones laminadas. Las columnas en cajón ensambladas no deberán tener un ancho o un peralte mayor de 610 mm (24"). Las columnas en perfil de aleta ancha encajonado no deberán tener un ancho o un peralte mayor de 610 mm (24") cuando formen parte de pórticos a momentos ortogonales.
- (4) No hay límite para el peso por unidad de longitud de las columnas.
- (5) No hay requisitos adicionales para el espesor de las aletas.
- (6) Las relaciones de ancho a espesor de las aletas y alma de las columnas deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (7) El arriostramiento lateral de columnas deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

8.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA

Las conexiones viga-columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las zonas de panel deberán cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (2) Las relaciones entre los momentos en la columna y en la viga se limitarán como sigue:
 - a. Para sistemas PRM-DES, la relación entre el momento en la columna y el momento en la viga deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*. El valor de ΣM_{pb}^* se deberá tomar igual a $\Sigma(M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo al Paso 1 de la Sección 8.7, y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación por la cortante desde la articulación plástica hasta el eje de la columna. M_{uv} se puede calcular como $V_h \left(\frac{d_c}{2} \right)$ donde V_h es la cortante en la articulación plástica, calculada según el Paso 3 de la Sección 8.7, y d_c es el peralte de la columna.
 - b. Para sistemas PRM-DMO, la relación entre el momento en la columna y el momento en la viga deberá cumplir los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

8.5 SOLDADURAS DE LAS ALETAS DE LA VIGA A LA ALETA DE LA COLUMNA

Las conexiones de las aletas de la viga a la aleta de la columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las aletas de la viga deberán conectarse a la aleta de la columna usando soldaduras acanaladas de penetración completa (CJP). Las soldaduras de las aletas de la viga deberán cumplir los requisitos para soldaduras de demanda crítica de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (2) La geometría del agujero de acceso para soldadura deberá cumplir los requisitos del AWS D1.8/D1.8M, Sección 6.11.1.2. Los requisitos de calidad del agujero de acceso para soldadura deberán ajustarse a los requisitos del AWS D1.8.

8.6 LÍMITES PARA LA CONEXIÓN DEL ALMA DE LA VIGA A LA COLUMNA

Los detalles generales de la conexión de alma de la viga a la aleta de la columna se muestran en la Figure 8.2. Las conexiones a cortante con placa simple deberán cumplir los requisitos mostrados en la Figura 8.2. Las conexiones del alma de la viga a la aleta de la columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Se deberá proveer una conexión a cortante con placa simple con un espesor al menos igual al del alma de la viga. La altura de la placa simple deberá permitir un traslapo con los agujeros de acceso para soldadura en las partes superior e inferior de 6 mm (¼ in.) como mínimo y de 12 mm (½ in.) como máximo, tal como se muestra en la Figura 8.3. El ancho se deberá extender como mínimo 50 mm (2 in.) más allá del extremo del agujero de acceso para soldadura.
- (2) La conexión a cortante con placa simple deberá ser soldada a la aleta de la columna. La resistencia de diseño a cortante de las soldaduras deberá ser al menos $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})$, donde h_p es la longitud de la placa, como se muestra en la Figura 8.2, y t_p es el espesor de la placa.

- (3) La conexión a cortante con placa simple deberá conectarse al alma de la viga con soldaduras de filete, como se muestra en las figuras 8.2 y 8.3. El tamaño de la soldadura de filete deberá ser igual al espesor de la placa simple menos 2 mm ($\frac{1}{16}$ in.). Las soldaduras de filete se deberán extender a lo largo de los bordes oblicuos superior e inferior de la placa simple y del borde vertical de la placa simple, como se muestra en las Figuras 8.2 y 8.3. Las soldaduras de filete en los segmentos oblicuos superior e inferior de la placa simple deberán terminar con un retraso de al menos 12 mm ($\frac{1}{2}$ in.) pero no más de 25 mm (1 in.) desde el borde de la perforación de acceso para soldadura, como se muestra en la Figura 8.3.
- (4) Se permiten pernos de montaje en perforaciones estándar o de ranura corta horizontal, en la medida que se necesiten.
- (5) Se debe proveer una soldadura acanalada CJP entre el alma de la viga y la aleta de la columna. Esta soldadura se deberá aplicar sobre la longitud total del alma entre los agujeros de acceso para soldadura, y deberá cumplir los requisitos para soldaduras de demanda crítica de las *Provisiones Sísmicas del AISC* y del AWS D1.8/D1.8M. No se requieren placas de extensión para las soldaduras. Cuando se usen, estas placas se deberán remover después de ejecutada la soldadura, de acuerdo con los requisitos de la Sección 3.4. Cuando no se usen dichas extensiones para soldadura, se permitirá el uso de terminaciones de soldadura en cascada dentro del canal de la soldadura, con un ángulo máximo de 45°. No es necesario realizar ensayos no destructivos (NDT) de las terminaciones de soldadura en cascada.

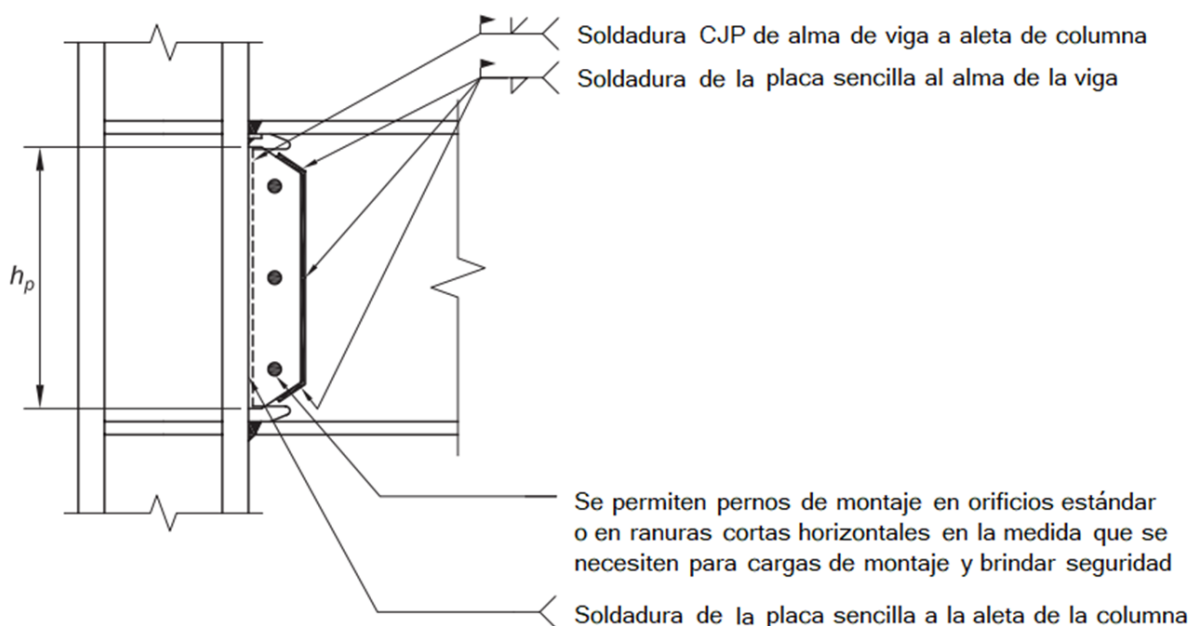
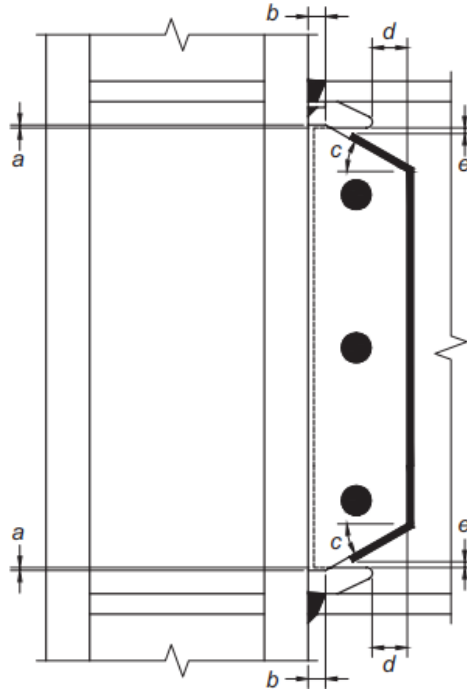


Fig. 8.2. Detalles generales de la conexión alma de viga-a-aleta de columna



Notas

- a = mínimo 6 mm, máximo 12
- b = mínimo 25 mm
- c = $30^\circ (\pm 10^\circ)$
- d = mínimo 50 mm
- e = distancia mínima de 12 mm y distancia máxima de 25 mm desde el extremo de la soldadura de filete al borde del agujero de acceso

Fig. 8.3. Detalles en las partes superior e inferior de la conexión a cortante con placa simple

8.7 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Paso 1. Calcule el momento máximo probable en la articulación plástica, M_{pr} , de acuerdo con la Sección 2.4.3. El valor de Z_e se deberá tomar igual al valor de Z_x de la sección transversal de la viga y el valor de C_{pr} se deberá tomar igual a 1.4.

Nota de usuario: el valor de 1.4 para C_{pr} en conexiones a momento WUF-W se basa en datos experimentales que mostraron un alto grado de endurecimiento por deformación.

Paso 2. Se deberá considerar que la articulación plástica está ubicada en la cara de la columna; esto es, $S_h = 0$.

Paso 3. Calcule la fuerza cortante, V_h , en los puntos en cada extremo de la viga donde se ubican las articulaciones plásticas.

La fuerza cortante en los puntos donde se ubican las articulaciones plásticas se deberá determinar a partir de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga comprendida entre dichos puntos. En este cálculo se deberá suponer que el momento en cada articulación plástica es M_{pr} y se deberán incluir las cargas gravitacionales que actúan en el tramo de la viga comprendido entre las articulaciones, con base en la combinación de cargas $1.2D + f_1L + 0.2G$.

Nota de usuario: la combinación de carga de $1.2D + f_1L + 0.2G$ cumple con el ASCE/SEI 7-16. Cuando se aplique el *International Building Code*, debe usarse un factor de 0.7 en lugar del factor de 0.2 para G (granizo) si la configuración de la cubierta es tal que el granizo no se desprende de la estructura.

Paso 4: Verifique los límites para las relaciones entre la columna y la viga de acuerdo a la Sección 8.4. Para PRM-DES, la resistencia requerida a cortante de la zona de panel, de acuerdo a las *Provisiones Sísmicas del AISC*, deberá determinarse a partir de la sumatoria de los momentos máximos probables en la cara de la columna. El momento máximo probable en la cara de la columna se deberá tomar como M_{pr} , calculado según el Paso 1. Proporcione placas de enchape cuando sea necesario.

Paso 5: Verifique la resistencia de diseño a cortante de la viga:

La resistencia requerida a cortante de la viga, V_u , se deberá tomar igual al mayor de los dos valores de V_h calculados en cada extremo de la viga de acuerdo al Paso 3.

Paso 6: Verifique los requisitos de la placa de continuidad de la columna de acuerdo a la Sección 2.4.4. Proporcione placas de continuidad cuando sea necesario.

CAPÍTULO 9. CONEXIÓN A MOMENTO “KAISER BOLTED BRACKET” (KBB)

Este sistema de conexión está protegido por una patente. En la presente traducción no se incluye el contenido de este capítulo, pero se mantiene el encabezamiento respectivo de la norma AISC-358 como referencia y para mantener la correspondencia en la numeración de los capítulos.

CAPÍTULO 10. CONEXIÓN A MOMENTO “CONXTECH CONXL”

Este sistema de conexión está protegido por una patente. En la presente traducción no se incluye el contenido de este capítulo, pero se mantiene el encabezamiento respectivo de la norma AISC-358 como referencia y para mantener la correspondencia en la numeración de los capítulos.

CAPÍTULO 11. CONEXIÓN A MOMENTO “SIDEPLATE”

Este sistema de conexión está protegido por una patente. En la presente traducción no se incluye el contenido de este capítulo, pero se mantiene el encabezamiento respectivo de la norma AISC-358 como referencia y para mantener la correspondencia en la numeración de los capítulos.

CAPÍTULO 12. CONEXIÓN A MOMENTO “SIMPSON STRONG-TIE STRONG FRAME”

Este sistema de conexión está protegido por una patente. En la presente traducción no se incluye el contenido de este capítulo, pero se mantiene el encabezamiento respectivo de la norma AISC-358 como referencia y para mantener la correspondencia en la numeración de los capítulos.

CAPÍTULO 13. CONEXIONES A MOMENTO DOBLE T

13.1 GENERALIDADES

Las conexiones Doble T emplean componentes de sección T empernados tanto a la aleta de la columna como a las aletas de la viga usando pernos de alta resistencia. Los elementos en T se unen ya sea con cuatro u ocho pernos a las aletas de la columna. Los elementos superior e inferior en T deberán ser idénticos, cortados de secciones laminadas. El alma de la viga se conecta a la columna con una conexión a cortante con placa simple empernada. En la Figura 13.1 se presenta un detalle para esta conexión. Se busca que la fluencia y la formación de la articulación ocurran en la viga, cerca de los extremos de las almas de los elementos en T. Las figuras 13.2 a 13.6 suministran detalles relativos a la notación de dimensiones usada en este capítulo.

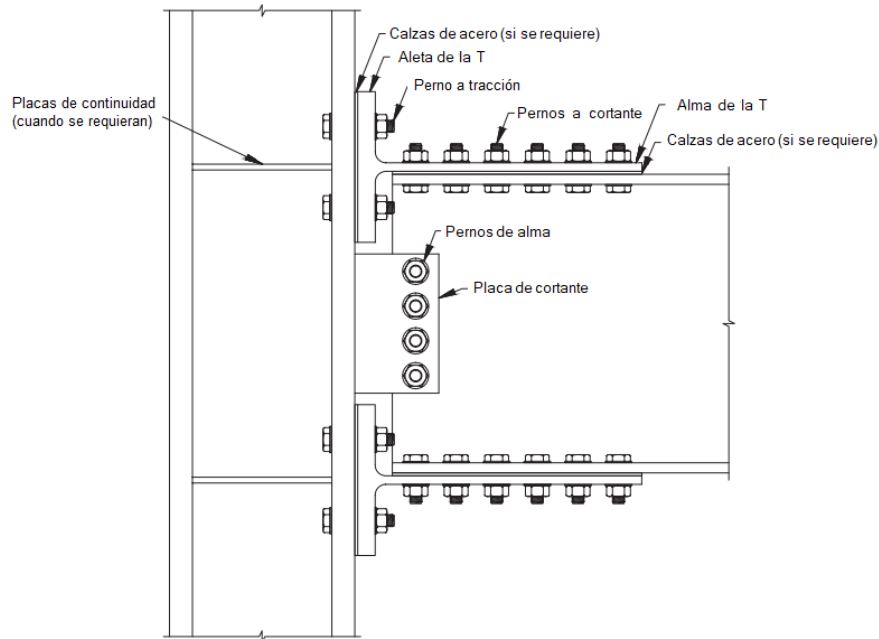


Fig. 13.1. Conexión Doble T típica

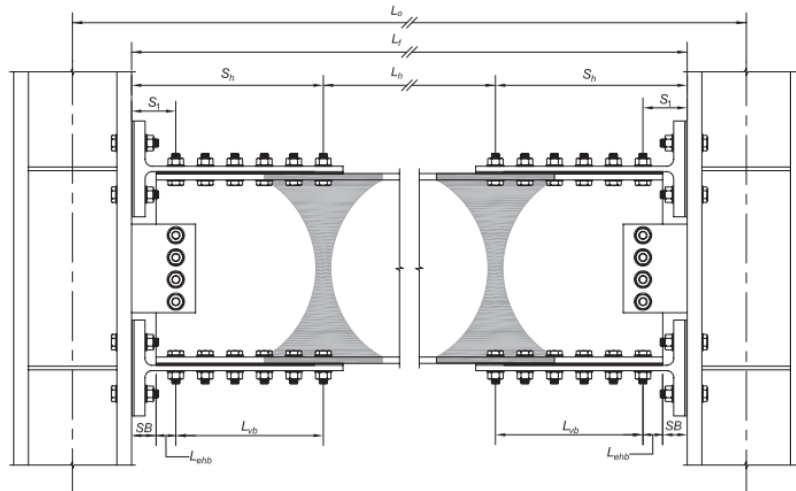


Fig. 13.2. Dimensiones de la viga para conexiones Doble T. Las regiones sombreadas representan las articulaciones plásticas.

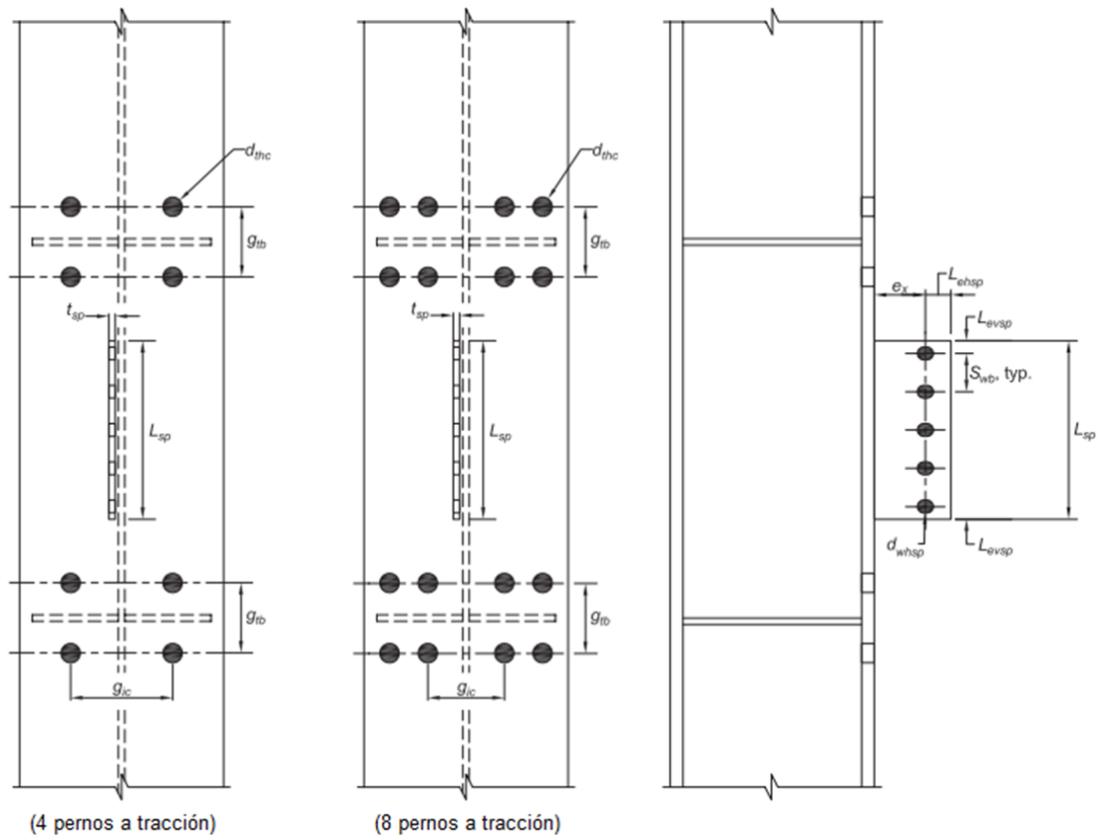


Fig. 13.3. Dimensiones de la columna y la placa de cortante para conexiones Doble T.

13.2 SISTEMAS

La conexión Doble T está precalificada para su uso en pórticos de acero resistentes a momentos, con capacidad especial (PRM-DES) o moderada (PRM-DMO) de disipación de energía, dentro de las limitaciones de estas disposiciones.

Excepción: en sistemas PRM-DES con losas estructurales de concreto, las conexiones Doble T están precalificadas solo si:

1. No hay anclajes de acero tipo espiga con cabeza soldados la aleta de la viga entre la cara de la columna y una distancia igual al peralte de la viga más allá de los pernos a cortante más alejados de la cara de la columna; y
2. La losa estructural de concreto queda separada a una distancia de por lo menos 25 mm (1 in.) de las dos caras de ambas aletas de la columna y de la aleta del elemento en T. Se permite colocar un material compresible en la junta entre la cara del elemento en T y la losa estructural de concreto.

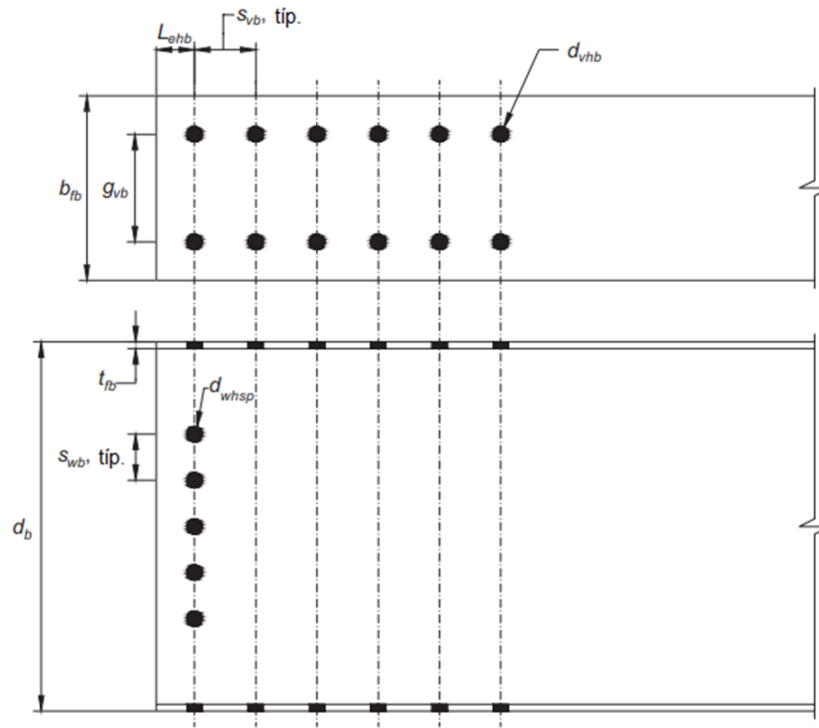


Fig. 13.4. Dimensiones adicionales de la viga para conexiones Doble T.

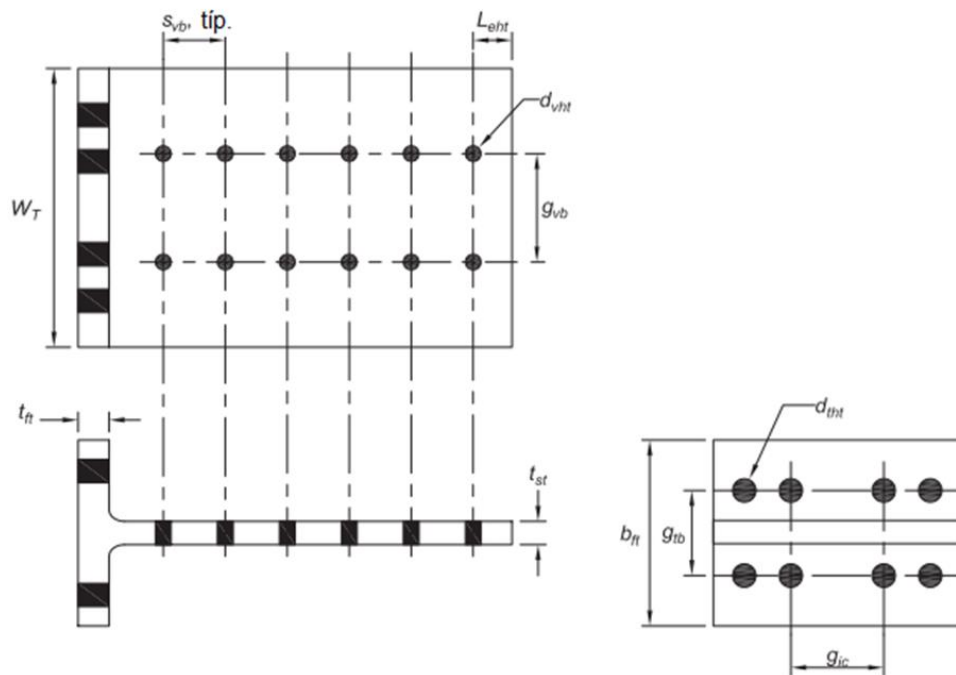


Fig. 13.5. Dimensiones del elemento en T para conexiones Doble T.

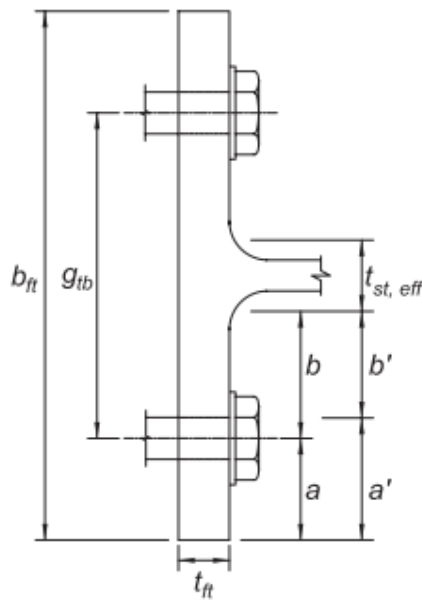


Fig. 13.6. Dimensiones de la aleta del elemento en T para conexiones Doble T.

Nota de usuario: Nótese que las conexiones que se vayan a usar en sistemas PRM-DES e PRM-DMO deben diseñarse como conexiones totalmente restringidas (TR). Es posible que una conexión Doble T diseñada cumpliendo todos los requisitos de resistencia estipulados en esta especificación califique sin embargo como parcialmente restringida (PR). Como resultado, durante el diseño se debe tener cuidado para asegurar que las conexiones obtenidas aplicando de este capítulo no solo tengan la resistencia adecuada sino también la rigidez adecuada.

13.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

1. Límites para las vigas

Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las vigas deberán ser miembros laminados de aleta ancha o miembros ensamblados soldados en I que cumplan los requisitos de la Sección 2.3.
- (2) El peralte de la viga, d_b , se deberá limitar como máximo al de un perfil W610 (W24) para perfiles laminados. El peralte de las secciones ensambladas no deberá exceder el peralte permitido para perfiles laminados de aleta ancha.
- (3) El peso de la viga se deberá limitar a un máximo de 82 kg/m (55 lb/ft).
- (4) El espesor de la aleta de la viga se deberá limitar a un máximo de 15.9 mm ($\frac{5}{8}$ in.).
- (5) La relación de luz libre a peralte de la viga deberá ser mayor o igual que 9 tanto para sistemas PRM-DES como para sistemas PRM-DMO.
- (6) Las relaciones de ancho a espesor para las aletas y el alma de la viga deberán cumplir con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (7) El arriostramiento lateral de las vigas deberá cumplir con los requisitos de las *Provisiones Sísmicas del AISC* para sistemas PRM-DES o PRM-DMO, según sea aplicable. Para satisfacer

los requisitos relativos al arriostramiento lateral en las articulaciones plásticas, se deberá suministrar arriostramiento lateral en un punto de la viga ubicado a una distancia entre d_b y $1.5d_b$ más allá del perno más alejado de la cara de la columna. No se deberá conectar ningún arriostramiento lateral dentro de la zona protegida.

Excepción: para ninguno de los dos sistemas, PRM-DES y PRM-DMO, se requiere arriostramiento lateral suplementario en las articulaciones plásticas cuando la viga soporta una losa estructural de concreto que se conecta, entre las zonas protegidas, con conectores de cortante tipo espigo con cabeza soldados con un espaciamiento máximo de 300 mm (12 in.) a centros.

- (8) La zona protegida consta de los elementos en T y de la porción de la viga comprendida entre la cara de la columna y una distancia igual al peralte de la viga, d , más allá del perno más alejado de la cara de la columna.

2. Límites para las columnas

Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) La viga se deberá conectar a la aleta de la columna.
- (2) Las secciones de las columnas deberán corresponder a los perfiles laminados, ensamblados en I soldados o cruciformes con aletas permitidos en la Sección 2.3.
- (3) El peralte de una columna en perfil laminado se limitará como máximo al de un perfil W920 (W36) cuando se tenga una losa estructural de concreto. Cuando no se tenga una losa estructural de concreto, el peralte de la columna en perfil laminado se limitará como máximo al de un perfil W360 (W14). El peralte de las columnas ensambladas en I no deberá exceder al correspondiente para secciones laminadas. Las columnas cruciformes con aletas no deberán tener un ancho o un peralte mayor que el permitido para secciones laminadas.
- (4) Las relaciones de ancho a espesor para las aletas y el alma de la columna deberán cumplir con los límites aplicables de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (5) El arriostramiento lateral de las columnas deberá cumplir con los límites aplicables de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

13.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA

Las conexiones viga-columna deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (1) Las zonas de panel deberán cumplir los requisitos aplicables de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.
- (2) La relación entre los momentos en la columna y en la viga deberá cumplir los requisitos aplicables de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

13.5 DETALLADO DE LA CONEXIÓN

1. Especificaciones de los materiales para el elemento en T

Los elementos en T deberán cortarse de perfiles laminados y cumplir las normas ASTM A992/A992M o ASTM A913/A913M Grado 50 (345).

2. Placas de continuidad

Las columnas deberán tener placas de continuidad con un espesor no menor que el espesor de la aleta de la viga. Las placas de continuidad se deberán extender hasta 6 mm (¼ in.) antes del borde de la aleta de la columna. Las soldaduras de las placas de continuidad deberán cumplir las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

3. Soldadura de la conexión a cortante con placa simple

La conexión a cortante con placa simple deberá ser soldada a la aleta de la columna. La conexión de la placa simple a la aleta de la columna deberá consistir de soldaduras acanaladas CJP, soldaduras acanaladas PJP por ambos lados o soldaduras de filete por ambos lados.

4. Pernos

Los pernos deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- (1) Los pernos deberán disponerse simétricamente con respecto a los ejes de los miembros.
- (2) Los pernos a cortante en la conexión del alma del elemento en T a la aleta de la viga se deberán limitar a dos pernos por hilera. Los pernos a tracción en la conexión de la aleta del elemento en T a la aleta de la columna se deberán disponer en dos hileras horizontales de dos o cuatro pernos.
- (3) Tipos de perforaciones:
 - a. Se deberán usar perforaciones estándar en la aleta de la viga y en la aleta de la columna.
 - b. Se deberán usar perforaciones estándar o perforaciones de ranura corta paralela al eje de la viga ya sea en el alma de la viga o en la placa de cortante.
 - c. Se deberán usar perforaciones estándar o agrandadas en el alma del elemento en T.
 - d. Se deberán usar perforaciones estándar, agrandadas o de ranura corta paralela al eje de la columna en la aleta del elemento en T.
- (4) Las perforaciones de los pernos en los elementos en T y en las aletas de la viga deberán ser taladradas o sub-punzonadas y ensanchadas. Las perforaciones de los pernos en la placa a cortante y en el alma de la viga podrán ser taladradas, sub-punzonadas y ensanchadas, punzonadas o cortados por fusión.
- (5) La relación entre el gramil de los pernos a tracción y el espesor de la aleta del elemento en T, $\frac{g_{tb}}{t_{ft}}$, no deberá ser mayor de 7.0.
- (6) Todos los pernos deberán ser instalados como pernos de alta resistencia pretensionados.
- (7) Las superficies de contacto entre la aleta de la viga y el alma del elemento en T deberán satisfacer los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico de acuerdo con la *Especificación AISC 360*, Sección J3.8. Las superficies de contacto deberán tener un coeficiente de deslizamiento Clase A o superior.

Nota de usuario: en el alma de la T se permite el uso de perforaciones agrandadas con pernos pretensionados no diseñados como de deslizamiento crítico, de manera consistente con la sección D2.2 de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

5. Calzas para los elementos en T

- (1) Se pueden usar calzas de acero con un espesor máximo de 6.4 mm (¼ in.) entre las almas de los elementos en T y las aletas de la viga, en una o ambas ubicaciones, sujeto a las limitaciones de la *Especificación RCSC*.
- (2) Se permite el uso de calzas de ranuras abiertas entre las aletas de los elementos en T y la aleta de la columna, en una o ambas ubicaciones, sujeto a las limitaciones de la *Especificación RCSC*.

13.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Paso 1. Calcule el momento máximo probable en la articulación plástica.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_{yb} Z_x \quad (13.6 - 1)$$

donde

C_{pr}	=	factor que considera la resistencia máxima tal como se define en la Sección 2.4.3
F_{yb}	=	esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la viga, MPa
R_y	=	relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado
Z_x	=	módulo de sección plástico respecto al eje x de la sección bruta de la viga en la ubicación de la articulación plástica, mm ³

Paso 2. Determine el diámetro de los pernos a cortante. Con el fin de descartar la rotura por la sección neta de la aleta de la viga, esta sección deberá satisfacer la siguiente relación:

$$Z_{x,net} R_t F_{ub} \geq Z_x R_y F_{yb} \quad (13.6 - 2)$$

donde

F_{ub}	=	Resistencia mínima especificada a tracción de la viga, MPa
R_t	=	relación entre la resistencia esperada a tracción y la resistencia mínima especificada a tracción
$Z_{x,net}$	=	módulo de sección plástico de la sección neta de la viga en la ubicación de la articulación plástica, mm ³

Nota del usuario: El $Z_{x,net}$ de la viga puede ser calculado considerando solamente las perforaciones en la aleta a tracción o, de manera más sencilla, considerando las perforaciones en ambas aletas. Nótese que, si se usa la primera opción, el eje neutro plástico no estará en la mitad del peralte de la viga, lo cual algo dificulta los cálculos. Si se usa la segunda opción, los cálculos son un poco más sencillos y el requisito de la Ecuación 13.6-2 se puede lograr con un diámetro máximo de los pernos a cortante que se determina a través de la siguiente ecuación:

$$d_{vb} \leq \left(\frac{Z_x}{2t_{fb}(d_b - t_{fb})} \right) \left(1 - \frac{R_y F_{yb}}{R_t F_{ub}} \right) - 3 \text{ mm} \quad (13.6 - 3M)$$

donde

$$\begin{aligned} d_b &= \text{profundidad de la viga, mm} \\ d_{vb} &= \text{diámetro de los pernos a cortante entre el alma del elemento en T y la aleta de la viga, mm} \\ t_{fb} &= \text{espesor de aleta de la viga, mm} \end{aligned}$$

Paso 3. Determine la resistencia de diseño a cortante por perno a cortante con base en los estados límites de rotura a cortante y aplastamiento en el material, como sigue:

$$\phi r_{nv} = \min \begin{cases} \text{corte del perno} & \phi_n F_{nv} A_{vb} \\ \text{aplastamiento en la aleta de la viga} & \phi_d 2.4 d_{vb} t_{fb} F_{ub} \\ \text{aplastamiento en el alma de la T} & \phi_d 2.4 d_{vb} t_{st} F_{ut} \end{cases} \quad (13.6 - 4)$$

donde

$$\begin{aligned} A_{vb} &= \text{área bruta de un perno a cortante medida a través de su cuerpo sin roscar, mm}^2 \\ F_{nv} &= \text{resistencia nominal a cortante de un perno de acuerdo a la Especificación AISC 360, MPa} \\ d_{vb} &= \text{diámetro de los pernos a cortante entre el alma del elemento en T y la aleta de la viga, mm} \\ r_{nv} &= \text{resistencia nominal a cortante de un perno, N/perno} \\ t_{fb} &= \text{espesor de la aleta de la viga, mm} \\ t_{st} &= \text{espesor del alma del elemento en T, mm} \\ \phi_d &= 1.00 \\ \phi_n &= 0.90 \end{aligned}$$

Paso 4. Estime el número de pernos a cortante, n_{vb} , requerido en cada aleta de la viga como sigue:

$$n_{vb} \geq \frac{1.25 M_{pr}}{d_b \phi r_{nv}} \quad (13.6 - 5)$$

donde n_{vb} es un entero par.

Paso 5. Determine la ubicación de la articulación plástica en la viga. Se supone que la articulación plástica se forma en los pernos a cortante más alejados desde la cara de la columna. La distancia desde la cara de la columna a la articulación plástica, S_h , con base en el número estimado de pernos a cortante, la distancia horizontal al extremo, y el espaciamiento entre pernos, es la siguiente:

$$S_h = S_1 + L_{vb} \quad (13.6 - 6)$$

donde

$$\begin{aligned} L_{vb} &= s_{vb} \left(\frac{n_{vb}}{2} - 1 \right), \text{ mm} & (13.6 - 7) \\ S_1 &= \text{distancia entre la cara de la columna y la primera hilera de pernos a cortante, mm} \\ s_{vb} &= \text{espaciamiento entre los pernos a cortante, mm} \end{aligned}$$

Paso 6. Calcule la fuerza cortante en los puntos donde se ubican las articulaciones plásticas en cada uno de los extremos de la viga. La fuerza cortante en la ubicación de una articulación, V_h , se deberá determinar a partir de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga comprendida entre dichas articulaciones plásticas. En este cálculo se deberá suponer que el momento en la articulación plástica es M_{pr} y se deberán incluir las cargas gravitacionales que actúan en la viga con base en la combinación de cargas $1.2D + f_1L + 0.2G$, donde f_1 es el factor de carga para cargas vivas determinado por el código de construcción de edificaciones, pero no menor de 0.5.

Nota del usuario: la combinación de cargas $1.2D + f_1L + 0.2G$ cumple con el ASCE/SEI 7-16. Cuando se use el *International Building Code* del 2015, deberá usarse un factor de 0.7 en lugar del factor de 0.2 si la configuración de la cubierta es tal que el granizo no se desprende de la estructura.

Paso 7. Calcule el momento esperado para la viga en la cara de la columna. El momento desarrollado en la cara de la columna, M_f , se deberá calcular como:

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad (13.6 - 10)$$

donde

$$V_h = \text{fuerza cortante de la viga en la ubicación de la articulación plástica, N}$$

Paso 8. Calcule la fuerza probable debida a M_f en el elemento en T. F_{pr} ,

$$F_{pr} = \frac{M_f}{1.05d_b} \quad (13.6 - 11)$$

donde $1.05d_b$ se usa para estimar la suma del peralte de la viga y el espesor del alma del elemento en T.

Paso 9. Determine el tamaño requerido para el alma del elemento en T. El espesor del alma se deberá determinar con base en los estados límites de fluencia en la sección bruta y rotura por la sección neta (lo que se verifica en este paso) y de compresión asociada al pandeo por flexión (lo que se verifica en el Paso 16).

Al dimensionar el alma del elemento en T, el ancho Whitmore, W_{Whit} , se deberá estimar como:

$$W_{Whit} = 2L_{vb} \tan 30^\circ + g_{vb} \quad (13.6 - 12)$$

donde

g_{vb} = gramil de los pernos a cortante en el elemento en T, mm

El espesor mínimo del alma del elemento en T, t_{st} , basado en la fluencia, es:

$$t_{st} \geq \frac{F_{pr}}{\min(W_T, W_{Whit}) \phi_d F_{yt}} \quad (13.6 - 13)$$

donde

F_{yt} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del elemento en T, MPa

W_T = ancho del elemento en T medido en dirección paralela al ancho de la aleta de la columna, mm

El espesor mínimo del alma del elemento en T, t_{st} , basado en la rotura, es:

$$t_{st} \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n F_{ut} [\min(W_T, W_{Whit}) - 2(d_{vht} + 2 \text{ mm})]} \quad (13.6 - 14M)$$

donde

F_{ut} = resistencia mínima especificada la tracción del elemento en T, MPa

d_{vht} = diámetro de las perforaciones para los pernos a cortante en el alma del elemento en T, mm

Para asegurar que no prime el pandeo por compresión del alma del elemento en T, seleccione su espesor de tal forma que:

$$t_{st} \geq \frac{S_1 - t_{ft}}{9.60} \quad (13.6 - 15)$$

donde

S_1 = distancia de la cara de la columna a la primera hilera de los pernos a cortante, mm

t_{ft} = espesor de aleta del elemento en T, mm

Paso 10. Determine el tamaño de los pernos que conectan el alma de la T a la aleta de la columna.

El diámetro mínimo de los pernos a tracción, d_{tb} , deberá determinarse como:

$$d_{tb} \geq \sqrt{\frac{4F_{pr}}{n_{tb} \phi_n \pi F_{nt}}} \quad (13.6 - 16)$$

donde

F_{nt} = resistencia nominal a tracción del perno de acuerdo a la *Especificación AISC 360*, MPa

n_{tb} = número de pernos a tracción que conectan la aleta del elemento en T a la aleta de la columna

Paso 11. Determine la configuración preliminar de la aleta del elemento en T. El ancho de la aleta del elemento en T, b_{ft} , se deberá ser calcular como:

$$b_{ft} \geq g_{tb} + 2a \quad (13.6 - 17)$$

donde

$$a = 1.5d_{tb} \leq 1.25b \quad (13.6 - 18)$$

b = distancia entre el borde de la transición alma-aleta y la línea de pernos en la aleta del elemento en T, mm (véase la fig. 13.6)

g_{tb} = gramil de los pernos a tracción en el elemento en T, mm

Nota de usuario: el límite de $a \leq 1.25b$ en la Ecuación 13.6-18 es únicamente un límite para cálculo pero no una limitación física para la dimensión a . La dimensión b se puede estimar como $0.40g_{tb}$ para un cálculo preliminar de las fuerzas por el efecto de palanca.

La resistencia de diseño de un solo perno a tracción, ϕr_{nt} , se debe calcular como:

$$\phi r_{nt} = \phi_n A_{tb} F_{nt} \quad (13.6 - 19)$$

donde

A_{tb} = área bruta de un perno a tracción medido a través de su cuerpo sin roscar, mm²)

La resistencia requerida de la aleta del elemento en T, T_{req} , en N por perno a tracción, deberá calcularse como:

$$T_{req} = \frac{F_{pr}}{n_{tb}} \quad (13.6 - 20)$$

El espesor mínimo de la aleta, t_{ft} , basado en un modo de falla mixto, que típicamente prima en el comportamiento, deberá ser calculado como:

$$t_{ft} \geq 2 \sqrt{\frac{T_{req}(a' + b') - \phi r_{nt} a'}{\phi_d F_{yt} p}} \quad (13.6 - 21)$$

donde

$$a' = a + \frac{1}{2} d_{tb} \quad (13.6 - 23)$$

$$b' = b - \frac{1}{2} d_{tb} \quad (13.6 - 24)$$

$$p = \frac{2W_T}{n_{tb}} \quad (13.6 - 22)$$

En ciertas situaciones, el término bajo el radical en la ecuación 13.6-21 puede ser negativo, lo que resulta en un valor errado para el espesor de aleta requerido. Una formulación alternativa de la ecuación 13.6-21 que puede aplicarse en estos casos es:

$$t_{ft} \geq 2 \sqrt{\frac{\phi r_{nt} a' b'}{\phi_d F_{yt} p [a' + \delta(a' + b')]} \quad (13.6 - 25)$$

donde

$$\delta = \left(1 - \frac{d_{tht}}{p}\right) \quad (13.6 - 26)$$

Nota de usuario: En todos los casos, el espesor de aleta requerido para eliminar el efecto de palanca puede calcularse como:

$$t_{ft,crit} = \sqrt{\frac{4\phi r_{nt}b'}{\phi_d F_{yt}p}} \quad (13.6 - 27)$$

Paso 12. Seleccione el perfil W del cual se cortarán los elementos en T. Este perfil se deberá seleccionar con base en:

1. El peralte mínimo requerido para acomodar la separación y la distancia horizontal de extremo de la viga, S_1 , y la longitud del grupo de pernos a cortante, L_{vb} , encontrada en el Paso 5.
2. El espesor mínimo del alma, t_{st} , encontrado en el Paso 9.
3. El ancho mínimo de aleta, b_{ft} , y el espesor de aleta, t_{ft} , encontrados en el Paso 11.

Paso 13. Verifique la rigidez rotacional de la conexión para asegurar que la conexión clasifique como totalmente restringida. Se deberá satisfacer la siguiente relación:

$$K_i \geq \frac{18EI_{viga}}{L_o} \quad (13.6 - 28)$$

donde

- E = módulo de elasticidad del acero = 200 000 MPa (29 000 ksi)
 I_{viga} = momento de inercia respecto al eje fuerte de la viga, mm⁴
 L_o = longitud teórica de la viga conectada, medida entre los puntos de trabajo de las columnas adyacentes, mm

$$K_i = \frac{d_b^2 K_{trac} K_{comp}}{K_{trac} + K_{comp}} \quad (13.6 - 29)$$

$$K_{trac} = \left(\frac{1}{K_{aleta}} + \frac{1}{K_{alma}} + \frac{1}{K_{desl}} \right)^{-1} \quad (13.6 - 30)$$

$$K_{comp} = \left(\frac{1}{K_{alma}} + \frac{1}{K_{desl}} \right)^{-1} \quad (13.6 - 31)$$

$$K_{aleta} = \frac{12n_{tb}EI_{ft}(a'\beta_a + 3b'\beta_b)}{b^3\beta_b(4a'\beta_a + 3b'\beta_b)}a \quad (13.6 - 32)$$

$$K_{alma} = \frac{t_{st} E (W_T - b_{fb})^2}{L_{alma} \left[(W_T - b_{fb}) + b_{fb} \ln \left(\frac{b_{fb}}{W_T} \right) \right]} \quad (13.6 - 33)$$

donde:

$$L_{alma} = \text{longitud del alma, mm}$$

$$K_{desl} = \frac{P_{desl}}{\Delta_{desl}} \quad (13.6 - 34)$$

$$P_{desl} = n_{vb} \alpha (0.70 F_{nt} A_{vb}) \mu \quad (13.6 - 35)$$

donde:

$$\alpha = \begin{cases} 1.00 & \text{para pernos ASTM F3125 Grados A325, A325M y F1852} \\ 0.88 & \text{para pernos ASTM F3125 Grados A490, A490M y F2280} \end{cases}$$

$$I_{ft} = \frac{p t_{ft}^3}{12} \quad (13.6 - 36)$$

$$\beta_a = 1 + \frac{12 E I_{ft}}{G p t_{ft} a^2} \quad (13.6 - 37)$$

$$\beta_b = 1 + \frac{12 E I_{ft}}{G p t_{ft} b^2} \quad (13.6 - 38)$$

$$\Delta_{desl} = 0.19 \text{ mm} \quad (13.6 - 39)$$

Paso 14. Calcule la máxima fuerza en el elemento en T debida a M_f . Usando el espesor real del alma, la fuerza real que debe transmitir el elemento en T a través de su la aleta, F_f , deberá calcularse como:

$$F_f = \frac{M_f}{d_b + t_{st}} \quad (13.6 - 40)$$

Paso 15. Vuelva a verificar la resistencia de los pernos a cortante con la fuerza real en la aleta. Use el ϕr_{nv} del Paso 3 para confirmar que el número de pernos a cortante, n_{vb} , estimado en el Paso 4, sea adecuado para soportar la fuerza real en la aleta, F_f .

$$\phi R_n \geq F_f \quad (13.6 - 41)$$

Paso 16. Vuelva a verificar la resistencia del alma del elemento en T usando la fuerza máxima en la aleta de la viga. Verifique que las resistencias a fluencia de la sección bruta, a rotura por la sección neta, y a pandeo por flexión del alma del elemento en T sean adecuadas para soportar la máxima fuerza en la aleta, F_f .

$$\phi R_n \geq F_f$$

Para la fluencia de la sección bruta del alma:

$$\phi R_n = \phi_d F_{yt} \min(W_T, W_{Whit}) t_{st} \quad (13.6 - 42)$$

Para la rotura por la sección neta del alma:

$$\phi R_n = \phi_n F_{ut} [\min(W_T, W_{Whit}) - 2(d_{vht} + 2 \text{ mm})] t_{st} \quad (13.6 - 43M)$$

Para el pandeo por flexión del alma:

$$\frac{KL}{r} = \frac{(0.75)(S_1 - t_{ft})}{\sqrt{\frac{W_T t_{st}^3}{12 W_T t_{st}}}} = 2.60 \left(\frac{S_1 - t_{ft}}{t_{st}} \right) \quad (13.6 - 44)$$

Si $\frac{KL}{r} \leq 25$, entonces:

$$\phi R_n = \phi_d F_{yt} \min(W_T, W_{Whit}) t_{st} \quad (13.6 - 45)$$

Si $\frac{KL}{r} > 25$, entonces ϕR_n se determina usando las disposiciones de la Sección E3 de la Especificación AISC 360 usando $\frac{KL}{r}$ como se determinó previamente y tomando ϕ igual a ϕ_n .

Paso 17. Vuelva a verificar la resistencia de la aleta del elemento en T, que deberá ser calculada como:

$$\phi R_n = n_{tb} \phi T \quad (13.6 - 46)$$

donde ϕT es la mínima entre ϕT_1 (mecanismo plástico de la aleta), ϕT_2 (modo de falla mixto) y ϕT_3 (rotura del perno por tracción sin efecto de palanca), calculadas como sigue.

Para el estado límite de un mecanismo plástico en la aleta a tracción, la resistencia de diseño por perno a tracción deberá calcularse como:

$$\phi T_1 = \frac{(1 + \delta)}{4b'} p \phi_d F_{yt} t_{ft}^2 \quad (13.6 - 47)$$

Para el estado límite de fluencia de la aleta a tracción seguida por la rotura de los pernos (un modo de falla mixto), la resistencia de diseño por perno a tracción deberá calcularse como:

$$\phi T_2 = \frac{\phi r_{nt} a'}{a' + b'} + \frac{p \phi_d F_{yt} t_{ft}^2}{4(a' + b')} \quad (13.6 - 48)$$

Para el estado límite de rotura del perno sin fluencia de la aleta a tracción, la resistencia de diseño por perno a tracción deberá calcularse como:

$$\phi T_3 = \phi r_{nt} \quad (13.6 - 49)$$

donde

$$a' = a + \frac{1}{2} d_{tb} \quad (13.6 - 50)$$

$$a = \left(\frac{1}{2} \right) (b_{ft} - g_{tb}) \leq 1.25b \quad (13.6 - 51)$$

$$b' = b - \frac{1}{2} d_{tb} \quad (13.6 - 52)$$

$$b = \left(\frac{1}{2}\right)(g_{tb} - t_{st,eff}) \quad (13.6 - 53)$$

$$p = \frac{2W_T}{n_{tb}} \quad (13.6 - 22)$$

$$t_{st,eff} = k_1 + \frac{t_{st}}{2} \quad (13.6 - 54)$$

$$\delta = \left(1 - \frac{d_{tht}}{p}\right) \quad (13.6 - 26)$$

donde

d_{tht} = diámetro o ancho de las perforaciones en la aleta del elemento en T para los pernos a tracción, mm

Paso 18. Verifique la resistencia al aplastamiento y al desgarramiento de la aleta de la viga y del alma del elemento en T. El aplastamiento y el desgarramiento para los pernos a cortante se deberán verificar de manera consistente con el Capítulo J de la *Especificación AISC 360*. Para estos cálculos, el aplastamiento y el desgarramiento se consideran modos de falla dúctiles.

Paso 19. Verifique el desgarramiento en bloque en la aleta de la viga y en el alma del elemento en T. El desgarramiento en bloque en el alma del elemento en T y en la aleta de viga deberán ser verificados de manera consistente con el Capítulo J de la *Especificación AISC 360*. A efectos de este diseño, la falla por desgarramiento en bloque se deberá considerar un modo de falla dúctil y se deberá usar ϕ_d .

No se requiere verificar el mecanismo alternativo de desgarramiento en bloque que se ilustra en la Figura 13.7.

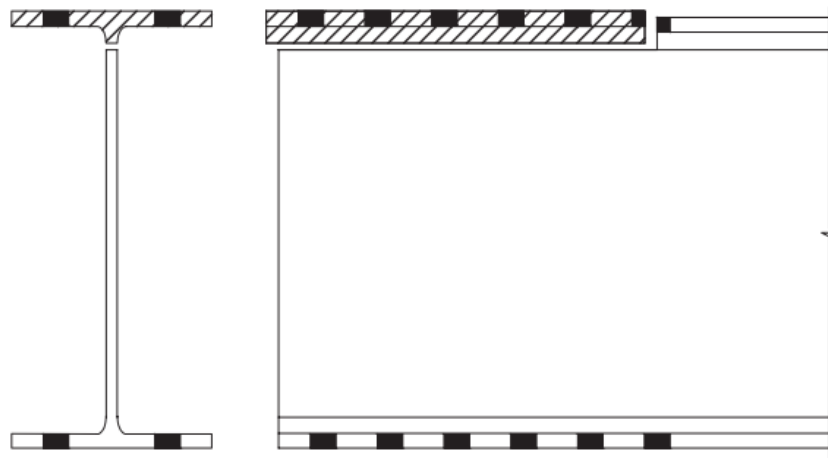


Fig. 13.7. Mecanismo alternativo de desgarramiento en bloque

Paso 20. Determine la configuración de la conexión a cortante al alma.

Nota de usuario: Debido a la amplia separación que se requiere, lo más probable es que la conexión a cortante se diseñe como una placa de cortante extendida. Aún más importante, la longitud de la conexión a cortante, L_{SC} , deberá determinarse de tal forma que se ajuste entre las aletas de los elementos en T dejando una holgura amplia.

Paso 21. Verifique la aleta de la columna para fluencia a flexión (véase la Figura 13.8):

La resistencia de diseño a flexión de la aleta de la columna es

$$\phi R_n = \phi_d F_{yc} Y_C t_{fc} \quad (13.6 - 55)$$

donde

F_{yc} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la aleta de la columna, MPa

$$Y_C = \left(\frac{2}{b} \right) \left(s + p_s + \frac{a_c b_c + b_c^2}{s} + \frac{a_c b_c + b_c^2}{p_s} \right) \quad (13.6 - 56)$$

$$a_c = \frac{b_{fc} - g_{ic}}{2} \quad (13.6 - 57)$$

$$b_c = \frac{g_{ic}}{2} \quad (13.6 - 58)$$

b_{fc} = ancho de la aleta de columna, mm

g_{ic} = gramil de los pernos interiores a tracción en la aleta de la columna, mm

g_{tb} = gramil de los pernos a tracción en el elemento en T, mm

$$p_s = \frac{g_{tb} - t_{cp}}{2} \leq s \quad (13.6 - 59)$$

$$s = \frac{\sqrt{b_{fc} g_{ic}}}{2} \quad (13.6 - 60)$$

t_{cp} = espesor de las placas de continuidad, mm

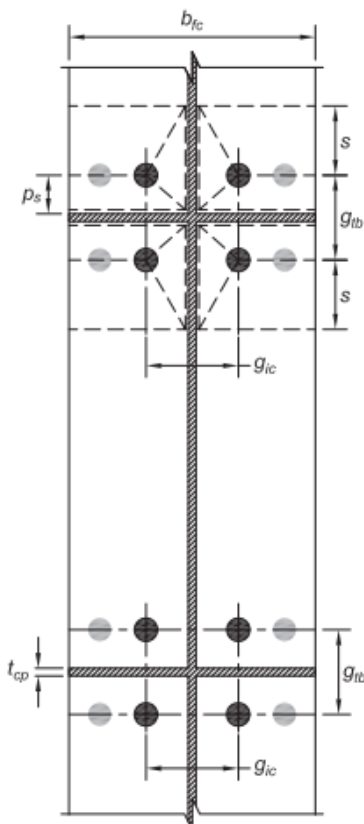


Fig. 13.8. Dimensiones para el análisis de línea de falla de la aleta de columna

Alternativamente, el espesor de la aleta de la columna deberá satisfacer lo siguiente:

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1.11F_f}{\phi_d F_{yc} Y_C}} \quad (13.6 - 61)$$

Nota de usuario: La presencia de placas de continuidad que rigidicen las aletas de la columna descarta la necesidad de verificar las fuerzas por efecto de palanca que puedan resultar de las deformaciones de dichas aletas.

Paso 22. Verifique la resistencia del alma de la columna para los estados límites de fluencia del alma, arrugamiento del alma, y cortante en la zona de panel de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Paso 23. Detalle las placas de continuidad y, si se requiere, detalle las placas de enchape de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

CAPÍTULO 14. CONEXIÓN A MOMENTO SLOTTED WEB (SW)

Este sistema de conexión está protegido por una patente. En la presente traducción no se incluye el contenido de este capítulo, pero se mantiene el encabezamiento respectivo de la norma AISC-358 como referencia y para mantener la correspondencia en la numeración de los capítulos.

COMENTARIO

Conexiones precalificadas para pórticos de acero resistentes a momentos, con capacidad moderada o especial de disipación de energía, para aplicaciones sísmicas

Mayo 12 de 2016
(incluye el Suplemento No. 1 de 2018)

Este Comentario no forma parte de la norma ANSI/AISC 358-16, *Conexiones precalificadas para pórticos de acero resistentes a momentos, con capacidad moderada o especial de disipación de energía, para aplicaciones sísmicas*. Se incluye únicamente con fines informativos.

INTRODUCCIÓN

Esta norma se concibe al como un documento completo para su aplicación normal en el diseño.

El Comentario proporciona información de antecedentes y referencias para el beneficio del diseñador estructural que interesado en una mayor comprensión de los fundamentos, derivaciones y límites de la norma.

La norma y su Comentario están concebidos para que sean usados por ingenieros estructurales con una competencia ingenieril demostrada.

CAPÍTULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 ALCANCE

El diseño de pórticos de acero resistentes a momentos, con capacidad especial (PRM-DES) o moderada (PRM-DMO) de disipación de energía, de acuerdo con las *Provisiones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural del AISC* (AISC, 2016a), en adelante denominadas *Provisiones Sísmicas del AISC*, y con los códigos de construcción de edificaciones aplicables, incluye la expectativa implícita de que, cuando se vean sometidos a movimientos del terreno a nivel del sismo de diseño, dichos pórticos experimentarán deformaciones inelásticas sustanciales, generalmente concentradas en las conexiones viga-columna resistentes a momento. En el sismo de Northridge de 1994, se encontró que un número de edificaciones con pórticos de acero resistentes a momentos experimentaron fracturas frágiles que se iniciaron en juntas soldadas de aleta de viga a aleta de columna, que formaban parte conexiones a momento. Estas fracturas frágiles fueron inesperadas y muy diferentes del comportamiento dúctil de fluencia a flexión de la viga en zonas de articulación plástica que se había previsto. Donde ocurrieron, las fracturas frágiles impidieron la formación de zonas dúctiles de articulación plástica y dieron como resultado un comportamiento del pórtico sustancialmente diferente de aquel en el cual se habían basado los requisitos de diseño para estos sistemas.

Luego de este descubrimiento, la Agencia Federal de Administración de Emergencias (*Federal Emergency Management Agency*, FEMA por su sigla en inglés) suministró recursos a una coalición de universidades y de asociaciones profesionales, conocida como la *SAC Joint Venture*. Por un periodo de seis años, la *SAC Joint Venture*, con la participación del AISC, el AISI, la AWS y otros grupos de la industria, llevó a cabo una investigación extensiva con el fin de identificar las causas de los daños que habían ocurrido en el sismo de Northridge y encontrar los medios efectivos para reducir la posibilidad de tal daño en sismos futuros.

En los estudios de la SAC se identificaron numerosos aspectos que contribuyeron a estas fallas frágiles. Esta norma trata específicamente sobre las siguientes cuatro causas que fueron identificadas en el estudio de la SAC:

- (1) Geometrías de las conexiones que resultaron en grandes concentraciones de esfuerzos en regiones con condiciones marcadas de esfuerzos triaxiales y con una limitada capacidad para fluir;
- (2) El uso de metales de aporte de soldadura con una baja tenacidad inherente en zona de muesca y una ductilidad limitada;
- (3) La alta variabilidad en las resistencias a la fluencia de las vigas y las columnas, lo que dio como resultado zonas no anticipadas de debilidad en los montajes de las conexiones; y
- (4) Prácticas de soldadura y mano de obra por fuera de los parámetros aceptables del AWS D1.1/D1.1M, *Código de Soldadura Estructural*, vigente en aquella época.

Un listado más completo de las causas de los daños sucedidos en el sismo de Northridge se puede encontrar en una serie de publicaciones (FEMA 350, FEMA 351, FEMA 352, FEMA 353, FEMA 355C, y FEMA 355D) publicadas en el año 2000 por la *SAC Joint Venture*, en donde se presentan recomendaciones para el diseño y la construcción de pórticos resistentes a momentos diseñados para

que experimenten deformaciones inelásticas sustanciales durante el sismo de diseño. Estas recomendaciones incluyen cambios en las especificaciones de los materiales para los metales base y los metales de aporte de soldadura, mejoras de los procedimientos de aseguramiento de calidad durante la construcción, y el uso de geometrías de conexión cuya capacidad para resistir niveles apropiados de deformaciones inelásticas sin fractura se haya demostrado a través de ensayos y análisis. La mayoría de estas recomendaciones han sido incorporadas en las *Provisiones Sísmicas del AISC*, así como también en la AWS D1.8/D1.8M, *Suplemento Sísmico del Código de Soldadura Estructural* (AWS, 2016).

Siguiendo las recomendaciones de la SAC Joint Venture, las *Provisiones Sísmicas del AISC* requieren que las conexiones a momento usadas en pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial o moderada de disipación de energía tengan la capacidad, demostrada a través de ensayos, de suministrar la ductilidad necesaria. Esta capacidad se puede demostrar de dos maneras. La primera consiste en realizar ensayos específicos para un proyecto en particular, en este caso un número limitado de especímenes a escala real, que representan las conexiones a ser usadas en la estructura, se construyen y ensayan de acuerdo con un protocolo prescrito en el Capítulo K de las *Provisiones Sísmicas del AISC*. Teniendo en cuenta que la ejecución de tales ensayos es costosa y demanda mucho tiempo, las *Provisiones Sísmicas del AISC* permiten la precalificación de conexiones, la cual consiste en un programa riguroso de ensayos, una evaluación analítica y una revisión por parte de una entidad independiente: el Panel de Revisión de Precalificación de Conexiones (CPRP, por su sigla en inglés). Las conexiones que se incluyen en esta norma han cumplido los criterios de precalificación para su uso en pórticos que cumplan con las limitaciones aquí contenidas y que sean diseñados y detallados de acuerdo con esta norma.

1.2 REFERENCIAS

Las referencias para esta norma se listan al final del Comentario.

1.3 GENERALIDADES

Las conexiones precalificadas bajo esta norma están concebidas para soportar deformaciones inelásticas principalmente a través de la fluencia controlada en modos de comportamiento específicos. Para obtener conexiones que se comporten en la forma prevista, es necesario determinar de manera apropiada la resistencia de la conexión para varios estados límites. Las formulaciones de resistencia contenidas en el método LRFD son consistentes con este enfoque.

CAPÍTULO 2. REQUISITOS DE DISEÑO

2.1 TIPOS DE CONEXIONES PARA PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS CON CAPACIDAD ESPECIAL O MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Las limitaciones que se establecen en esta norma para varias conexiones precalificadas incluyen especificaciones de los materiales permitidos para los metales base, propiedades mecánicas para los metales de aporte de soldadura, formas y perfiles de los miembros, geometría de las conexiones, detallado, y mano de obra. Estas limitaciones se fundamentan en las condiciones para las cuales se alcanza un comportamiento confiable de la conexión, según se haya demostrado a través de los ensayos y la evaluación analítica. Es posible que estas conexiones puedan comportarse de manera confiable por fuera de estas limitaciones; sin embargo, esto no ha sido demostrado. Cuando cualquier condición del metal base, las propiedades mecánicas, los metales de aporte de soldadura, la forma y el perfil de los miembros, la geometría de la conexión, el detallado o la mano de obra, caiga fuera de las limitaciones aquí especificadas, se deberán realizar ensayos de calificación específicos para el proyecto que demuestren que el comportamiento de la conexión bajo estas condiciones es aceptable.

Con anterioridad al sismo de Northridge se había llevado a cabo, por parte de Tsai y Popov (1986, 1988), un número limitado de ensayos de conexiones de vigas de aleta ancha a almas de columnas en I. De estos ensayos se concluyó que estas conexiones al “eje débil” eran incapaces de desarrollar un comportamiento inelástico confiable, aun cuando se pensaba que las conexiones de eje fuerte usadas en esa época eran capaces de desarrollar un comportamiento aceptable. No se ha adelantado un programa significativo de ensayos de tales conexiones al eje menor luego del sismo de Northridge. En consecuencia, tales conexiones no están actualmente precalificadas bajo esta norma.

De manera similar, aunque solo ha habido un número limitado de ensayos de conexiones en montajes sujetos a flexión biaxial de la columna, el criterio del CPRP ha sido que, mientras las columnas se diseñen para permanecer esencialmente en el rango elástico y el comportamiento inelástico se centre en las vigas, será posible obtener un comportamiento aceptable de los montajes de conexiones viga-columna sujetos a carga biaxial. Se permite el uso de columnas de sección cruciforme con aletas, columnas ensambladas en cajón y columnas en perfil de aleta ancha encajonado en montajes sujetos a carga biaxial para aquellos tipos de conexión en donde el comportamiento inelástico se concentra en la viga en lugar de la columna. Se debe notar que el criterio de columna fuerte-viga débil contenido en las *Provisiones Sísmicas del AISC* es válido únicamente para pórticos planos. Cuando una columna participa en un pórtico resistente a momentos con flexión respecto a sus dos ejes, se debe evaluar su capacidad para permanecer esencialmente en el rango elástico mientras que en las vigas que se conectan a ella sobre uno y otro eje se forman articulaciones por flexión.

Casi todos los ensayos de conexiones en pórticos resistentes a momentos se han realizado en ensambles viga-columna con vigas por uno o por ambos lados, siendo la viga perpendicular al eje vertical de la columna (es decir, horizontal) y coplanar con el eje fuerte de la columna (es decir, no oblicua en planta). La situación real en la construcción de edificaciones es que en la mayoría de las estructuras se tengan vigas con pendiente, tal como ocurre en las cubiertas. Ocasionalmente, se

requieren configuraciones con vigas oblicuas en planta para acomodarse a los requisitos arquitectónicos.

Esta norma no contiene disposiciones que traten explícitamente de vigas con pendiente u oblicuas en planta en pórticos resistentes a momentos, debido a la amplia variedad de conexiones que han obtenido la precalificación y a la carencia de programas sistemáticos de ensayos físicos para cada conexión. Por lo tanto, se requiere el criterio profesional para determinar si la geometría propuesta para un pórtico está apropiadamente cubierta por los límites de precalificación de esta norma.

Un factor a considerar cuando se evalúa el impacto de la pendiente de una viga de un pórtico es la magnitud de dicha pendiente. Por ejemplo, aún las llamadas cubiertas “planas” tienen una inclinación de 1:48 aproximadamente, lo cual equivale a un ángulo de 1.2° . En ensayos de vigas de pórticos con sección de viga reducida y con una inclinación de 28° (Ball et al., 2010), se demostró que con este ángulo se puede impactar adversamente el desempeño de la conexión, dependiendo de su configuración. Un ángulo como el primero probablemente no es significativo, mientras que el último parece serlo al menos para la sección de viga reducida. Es razonable suponer que para las distintas conexiones se tendrán probablemente diferentes umbrales por encima de los cuales será significativa la pendiente, debido a las características que rigen el comportamiento de la conexión.

Por ejemplo, la geometría de la conexión y los estados límites que rigen su comportamiento tendrán probablemente influencia en el umbral por encima del cual será significativa la pendiente de una viga de un pórtico. Se espera que el desempeño de las conexiones de vigas inclinadas esté influenciado por componentes de diferencias en la longitud o cambios en la geometría (p. ej., la distancia relativa desde la cara de la columna hasta el primer perno o la longitud de placa de aleta). Estas variaciones pueden imponer diferentes niveles de carga en los componentes en la aleta superior, comparados con los correspondientes en la aleta inferior, debido a los cambios en la rigidez relativa. El inicio relativo de estados límites tales como el pandeo local de aleta, el efecto de palanca y otros similares, podría estar influenciado por el ángulo de la pendiente, y se espera que varíe de un tipo de conexión a otro.

Se han realizado un limitado número de estudios analíticos sobre el impacto de la oblicuidad en planta de la viga en el desempeño de la conexión. Prinz y Richards (2016) reportaron que ángulos de oblicuidad entre 10° y 20° en conexiones tipo sección de viga reducida parecen causar incrementos limitados en la demanda torsional de la columna y una fluencia adicional limitada en el borde de la aleta. Los mismos autores reportaron también que un ángulo de oblicuidad de 10° reduce en menos de un ciclo la capacidad a fatiga a ciclos bajos en la región de la sección reducida. Así, los ángulos de oblicuidad menores que un valor entre 5° y 10° podrían considerarse como aceptables en conexiones tipo sección de viga reducida. No se han realizado estudios analíticos similares para otras geometrías de conexiones.

2.3 MIEMBROS

2. Miembros ensamblados

El comportamiento de miembros ensamblados en I ha sido ensayado extensivamente en conexiones de placa de extremo empernada y se ha demostrado que son capaces de desarrollar las

deformaciones inelásticas necesarias. Estos miembros no han sido probados de manera general en otras conexiones precalificadas; sin embargo, las condiciones de deformación inelástica impuestas en los perfiles ensamblados con estos otros tipos de conexiones son similares a aquellas probadas para las conexiones de placa de extremo empernadas.

2b. Columnas ensambladas

Esta norma cubre cuatro tipos de secciones transversales para las columnas en perfiles ensamblados. Estas se ilustran en la Figura C-2.1 e incluyen:

- (1) Columnas soldadas en forma de I que se asemejan a perfiles laminados estándar de aleta ancha tanto en la sección transversal como en el perfil.
- (2) Columnas cruciformes fabricadas a partir de perfiles de aleta ancha, dividiendo un perfil en dos secciones T cuyas almas se sueldan a cada lado del alma de otro perfil de aleta ancha, no dividido, por su línea media, para formar una sección cruciforme, cada una de cuyas ramas sobresalientes termina en una aleta rectangular.
- (3) Columnas en cajón fabricadas soldando cuatro placas para constituir una sección transversal cerrada en forma de cajón.
- (4) Columnas en perfil de aleta ancha encajonado, construidas adicionando placas laterales a los lados de un perfil I de aleta ancha.

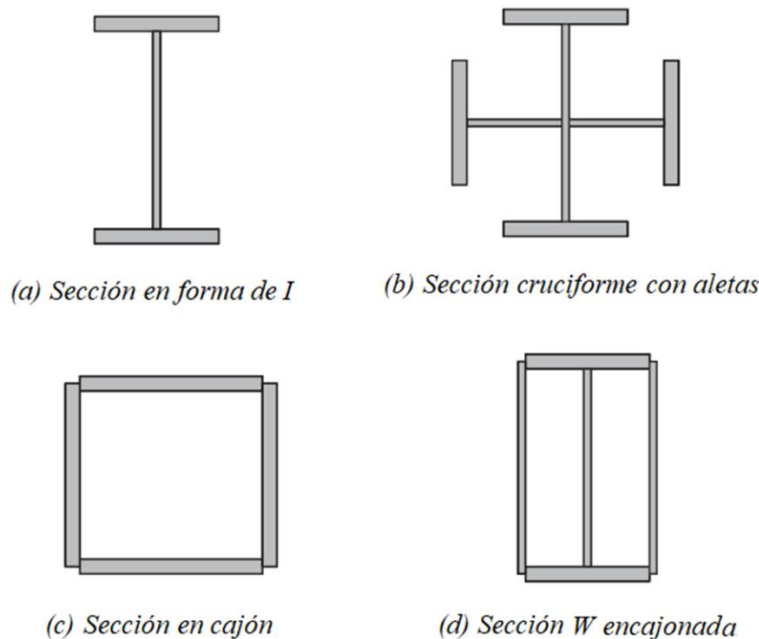


Fig. C-2.1 Secciones transversales de columnas. No se muestran la preparación de las placas ni las soldaduras.

La mayoría de los ensayos de conexiones revisados como base para las precalificaciones contenidas en esta norma consistieron en vigas laminadas de aleta ancha conectadas a las aletas de columnas laminadas de aleta ancha. También se revisaron un número limitado de ensayos de

conexiones de vigas de aleta ancha a columnas ensambladas de sección en cajón (Anderson and Linderman, 1991; Kim et al., 2008).

Las columnas de sección cruciforme con aletas y de perfil de aleta ancha encajonado no han sido ensayadas específicamente. Sin embargo, el CPRP consideró que, en la medida en que tales secciones de columna cumplan las limitaciones para las secciones I y las secciones en cajón, respectivamente, y las conexiones se diseñen para asegurar que la mayoría del comportamiento inelástico ocurra dentro de la viga y no en la columna, los ensambles en los que se usen estas secciones podrán tener un comportamiento aceptable. Por lo tanto, la precalificación se ha extendido a estas secciones transversales para tipos de conexión en donde el comportamiento inelástico esté en la viga en lugar de la columna.

2.4 PARÁMETROS DE DISEÑO DE CONEXIONES

1. Factores de resistencia

Un aspecto significativo considerado en la formulación de los factores de resistencia es la ocurrencia de varios estados límite. A los estados límites considerados frágiles (no dúctiles) y sujetos a una falla catastrófica repentina se les asignan típicamente factores de resistencia más bajos que a aquellos que exhiben una falla por fluencia (dúctil). Se han establecido factores de resistencia algo más altos que los utilizados tradicionalmente porque, para las conexiones precalificadas, la demanda de diseño se determina con base en estimaciones conservadoras de la resistencia del material de los elementos débiles del conjunto de la conexión, y debido a que los materiales, la mano de obra y el aseguramiento de la calidad están controlados más rigurosamente que en otros elementos estructurales. Se considera que estos factores de resistencia, cuando se usan en combinación con los requisitos de diseño, fabricación, montaje y aseguramiento de calidad contenidos en la norma, garantizarán un desempeño confiable de las conexiones precalificadas.

2. Ubicación de las articulaciones plásticas

Esta norma especifica la ubicación supuesta de la articulación plástica para cada tipo de conexión precalificada. En realidad, la deformación inelástica se distribuye generalmente en alguna medida a través del conjunto de la conexión. Las ubicaciones de las articulaciones plásticas que aquí se especifican se basan en el comportamiento observado durante los ensayos de los conjuntos de la prueba e indican la localización más probable de los puntos de deformación inelástica en los conjuntos de conexión que cumplan con los requisitos para el tipo de conexión precalificada correspondiente.

3. Momento máximo probable en la articulación plástica

El momento máximo probable en la articulación plástica se concibe como una estimación conservadora del momento máximo que probablemente se desarrollará en la conexión bajo una respuesta cíclica inelástica. Esto incluye la consideración de la posible sobrerresistencia y el endurecimiento por deformación del material.

4. Placas de continuidad

Las placas de continuidad de las aletas de las vigas cumplen varias funciones en las conexiones a momento. Ellas ayudan a distribuir las fuerzas de las aletas de las vigas al alma de la columna, rigidizan el alma de la columna para evitar el arrugamiento local debido a las fuerzas concentradas de las aletas de las vigas, y minimizan las concentraciones de esfuerzos que pueden ocurrir en las uniones entre las aletas de las vigas y la columna debido a rigideces no uniformes de los elementos que se unen.

Casi todos los ensayos de conjuntos de prueba de conexiones se han realizado en especímenes que incluyen una longitud significativa de columna (típicamente, la mitad de la altura de un piso) por encima y por debajo de la viga o vigas que se conectan a la columna. Así, la condición que típicamente existe en el piso superior de una estructura, donde la columna termina a nivel de la aleta superior de la viga, no ha sido ensayada específicamente para demostrar un detallado aceptable. Se considera que un detalle de placa de tope similar al ilustrado en la Figura C-2.2 es capaz de proveer un desempeño confiable cuando los elementos de conexión no se extienden por encima de la aleta superior de la viga. En algunas conexiones, p. ej. en conexiones de placa de extremo extendida y en las de ménsula empernada Kaiser, algunas partes del conjunto de la conexión se proyectan por encima de la aleta superior de la viga. En tales casos, la columna se deberá extender a una altura suficiente por encima de la aleta de la viga para acomodar la fijación y el apoyo de esos elementos de conexión. Las placas rigidizadoras se deberán ubicar en el alma de la columna, opuestas a la aleta superior de la viga, tal como se hace en los niveles intermedios de conexión.

La conexión de una placa de continuidad al alma de la columna deberá ser capaz de transmitir la máxima fuerza cortante que pueda actuar sobre dicha placa. Esta fuerza puede estar limitada por la fuerza de las aletas de las vigas, por la resistencia a cortante de la misma placa de continuidad, o por la junta soldada entre la placa de continuidad y la aleta de la columna.

Las *Provisiones Sísmicas del AISC* requieren que las placas de continuidad se conecten a las aletas de las columnas con soldaduras acanaladas CJP de tal forma que las resistencias de las aletas de la viga se puedan desarrollar apropiadamente a través de las placas de continuidad. Para conexiones de un solo lado, en las cuales solamente una de las aletas de la columna recibe una viga que se conecta a momento, generalmente no es necesario usar soldaduras acanaladas CJP para unir la placa de continuidad a la aleta de la columna a la que no se conecta una viga. En tales casos, se puede obtener con frecuencia un desempeño aceptable uniendo la placa de continuidad a la columna con un par de soldaduras de filete de tamaño mínimo.

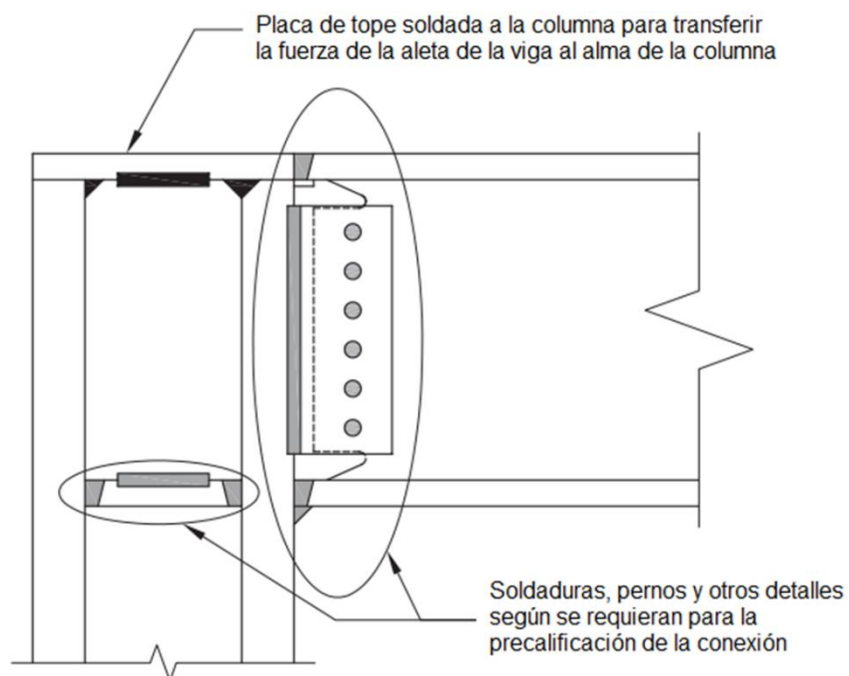


Fig. C-2.2 Ejemplo de detalle de placa de tope de la columna para una conexión RBS.

Siempre que se tengan vigas que se conecten a momento a las placas laterales de una columna de perfil de aleta ancha encajonado, se deberán suministrar placas de continuidad o placas de tope opuestas a las aletas de las vigas, tal como se requiere para las columnas de sección en cajón.

CAPÍTULO 3. REQUISITOS DE LAS SOLDADURAS

3.3 RESPALDO EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA Y PLACA DE CONTINUIDAD-COLUMNA

En la raíz de las soldaduras acanaladas entre aletas de viga o placas de continuidad y aletas de columnas, la falta inherente de un plano de fusión entre el respaldo de acero que no se haya removido y la aleta de columna crea una concentración de esfuerzos y un efecto de muesca, aun cuando la soldadura tenga una fusión uniforme y en buenas condiciones en la raíz. Además, cuando se realiza la prueba de ultrasonido, este respaldo no removido puede ocultar defectos significativos que podrían existir en la raíz de la soldadura. Estos defectos pueden crear una condición de muesca aún más severa que la causada por el respaldo mismo (Chi et al. 1997).

1. Respaldo de acero en placas de continuidad

Los niveles de esfuerzos y deformaciones en la soldadura acanalada entre una placa de continuidad y la aleta de la columna son considerablemente diferentes de los correspondientes en la conexión entre la aleta de la viga y la aleta de la columna; por lo tanto, no es necesario remover el respaldo. La adición de la soldadura de filete por debajo del respaldo hace que la muesca inherente en la interfaz sea una muesca interna, en lugar de una muesca externa, reduciendo el efecto de muesca. Cuando se remueve el respaldo, la soldadura de filete de refuerzo requerida reduce la concentración de esfuerzos en la intersección en ángulo recto entre la placa de continuidad y la aleta de la columna.

2. Respaldo de acero en la aleta inferior de la viga

Se requiere la remoción del respaldo, ya sea fusible o no fusible, seguida por la remoción de material hasta encontrar metal de la soldadura sano, para que los defectos potenciales de la raíz dentro de la junta soldada sean detectados y eliminados, y que se elimine la concentración de esfuerzos en la raíz de la soldadura.

La influencia del respaldo de acero que no se remueve es más severa en la aleta inferior, comparada con la aleta superior, debido a que en la aleta inferior la concentración de esfuerzos que resulta del respaldo ocurre en el punto de máximos esfuerzos de tracción, tanto aplicados como secundarios, en la soldadura acanalada, en la raíz de la soldadura y en la fibra exterior de la aleta de la viga.

Una soldadura de filete de refuerzo con un tamaño de 8 mm ($\frac{5}{16}$ in.) sobre la aleta de la columna contribuye a reducir la concentración de esfuerzos en la intersección en ángulo recto entre la aleta de la viga y la aleta de la columna y queda ubicada en donde los esfuerzos son máximos. Puede llegarse a requerir que el lado horizontal de la soldadura de filete sea mayor de 8 mm ($\frac{5}{16}$ in.) para cubrir completamente el área de la raíz de la soldadura, y eliminar así la posibilidad de tener múltiples bordes de soldadura en la raíz que podrían convertirse en puntos de concentración de esfuerzos y de iniciación de fracturas. Cuando se pule el área de la raíz de la soldadura y del metal base, se remueven las regiones de borde de soldadura depositadas previamente y los sitios de

iniciación de fractura asociados a ellas, y no se necesita extender hasta el metal base el lado horizontal de la soldadura de filete.

3. Respaldo de acero en la aleta superior de la viga

Debido a las diferencias entre las condiciones de esfuerzos y deformaciones en las conexiones de las aletas superior e inferior, la concentración de esfuerzos y deformaciones, y el efecto de muesca creado por la interfaz respaldo/columna, son menores en la aleta superior que en la aleta inferior. Por lo tanto, no se requiere remover el respaldo. La adición de la soldadura de filete de refuerzo hace que la muesca inherente a la interfaz sea una muesca interna, en lugar de una muesca externa, reduciendo aún más el efecto. En caso de remoción del respaldo, se requeriría buscar metal sano y volver a soldar a través de un agujero de acceso por debajo de la aleta superior, operaciones que se deben evitar siempre que sea posible.

4. Soldaduras prohibidas en el respaldo de acero

Las soldaduras de punto en conexiones de aleta de viga a columna se deberán hacer dentro de la soldadura acanalada. Las soldaduras de punto o soldaduras de filete del respaldo a la parte inferior de la viga podrían dirigir esfuerzos hacia dicho respaldo, incrementando el efecto de muesca en la interfaz respaldo/aleta de columna. Adicionalmente, el borde de una soldadura de punto o de filete en la aleta de la viga podría actuar como un concentrador de esfuerzos y un sitio potencial de inicio de fractura.

La remoción adecuada de estas soldaduras es necesaria para eliminar la concentración de esfuerzos y sitios potenciales de inicio de fractura. Cualquier reparación de socavaciones y muescas rellenando con metal de soldadura se debe hacer usando metales de aporte que tengan la tenacidad en zona de muesca requerida.

5. Respaldo sin fusión en juntas aleta de viga-columna

Después de remover el respaldo sin fusión, la remoción de soldadura hasta metal sano elimina defectos potenciales de la raíz dentro de la junta soldada. Una soldadura de filete de refuerzo con un tamaño de 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$ sobre la aleta de la columna contribuye a reducir la concentración de esfuerzos en la intersección en ángulo recto entre la aleta de la viga y la aleta de la columna. Puede llegarse a requerir que la dimensión horizontal de la soldadura de filete sea mayor de 8 mm $\left(\frac{5}{16} \text{ in.}\right)$ para cubrir completamente el área de la raíz de la soldadura, y eliminar así la posibilidad de tener puntos de concentración de esfuerzos y de iniciación de fracturas. Cuando se pule el área de la raíz de la soldadura y del metal base, se remueven las regiones de borde de soldadura depositadas previamente y los sitios de iniciación de fractura asociados a ellas, y no se necesita por consiguiente extender hasta el metal base la dimensión horizontal de la soldadura de filete.

3.4 PLACAS DE EXTENSIÓN DE LA SOLDADURA

Las placas de extensión se usan para proporcionar unas zonas de inicio y de terminación de la soldadura, por fuera de su longitud final, lo que permite mejorar la calidad de la soldadura terminada. Las placas de extensión se remueven para eliminar las discontinuidades y defectos que puedan estar presentes en estas zonas de inicio y terminación de la soldadura. Considerando que las placas de

extensión se ubican en los extremos de la soldadura, cualesquier defectos remanentes en la soldadura en estas áreas podrían actuar como sitios de una muesca externa o de iniciación de fractura, y por lo tanto estas placas deben ser removidas. Se necesita una transición suave entre el metal base y la soldadura para minimizar las concentraciones de esfuerzos.

3.5 SOLDADURAS DE PUNTO

Las soldaduras de punto por fuera de las juntas soldadas pueden generar trayectorias de carga no previstas y concentraciones de esfuerzos que se pueden convertir en sitios de iniciación de fracturas bajo deformaciones altas. Al ubicar las soldaduras de punto dentro de la junta, se minimiza el potencial de muescas superficiales y de zonas afectadas por el calor (HAZs: *heat affected zones*) con alta dureza. Cuando una soldadura de punto se ubica dentro de la junta, la zona afectada por el calor se temple por los pasos siguientes de la soldadura final.

Las soldaduras de punto para conexiones de aleta de viga a columna se hacen preferiblemente en el canal de la soldadura. Serán inaceptables las soldaduras de punto del respaldo en la parte inferior de las aletas de la viga y se deberán remover cualesquier soldaduras de punto entre el respaldo de la soldadura y las aletas de la viga, de acuerdo con la Sección 3.3.4. El respaldo de acero se podrá soldar a la columna bajo la aleta de la viga, donde típicamente se usa un filete de refuerzo.

Las soldaduras de punto para la fijación de las placas de extensión de la soldadura que se ubiquen dentro de la junta soldada entran a formar parte de la soldadura final.

3.6 PLACAS DE CONTINUIDAD

El proceso de enderezado rotativo usado por las acerías para enderezar los perfiles laminados somete a las almas de estos perfiles a un trabajo en frío, en el área *k* y sus cercanías. Este trabajo en frío puede resultar en un incremento de la dureza, el esfuerzo de fluencia, la resistencia última a tracción, y la relación entre los esfuerzos de fluencia y de resistencia a tracción, y en una disminución en la tenacidad en zona de muesca. En algunos casos, se han registrado valores de tenacidad Charpy con muesca en V menores de 3 J a 20°C [2 ft-lb a 70°F] (Barsom y Korvink, 1998). Estos cambios no influyen negativamente el comportamiento en servicio de los perfiles sin fisuras. Sin embargo, existe la posibilidad de que, en juntas altamente restringidas, con posterioridad a la fabricación, se produzca un agrietamiento del metal base en el área *k*, en las terminaciones de soldaduras para placas de continuidad de columnas, placas de enchape del alma, y vigas con destijeres cortados por fusión.

Cuando se usen las dimensiones mínimas para los despuntes a lo largo del alma del miembro, el diseño y el detallado de las soldaduras del alma se deben basar en la longitud disponible de la placa de continuidad. Las soldaduras de filete se deben retrasar uno o dos tamaños de soldadura desde cada despunte. Para soldaduras acanaladas, no se deben usar placas de extensión de la soldadura en el área *k* porque ellas podrían causar una fractura del metal base por efecto de la combinación de la contracción de soldadura, la concentración de esfuerzos y el efecto de muesca en el extremo de la soldadura, y la baja tenacidad en zona de muesca del material del alma.

Cuando se usan las dimensiones máximas para los despuntes a lo largo de la aleta del miembro, el ancho –y de aquí, la capacidad– de la placa de continuidad no se reduce sustancialmente. Se deberá

cuidar especialmente la calidad de las terminaciones de las soldaduras cerca del radio del miembro, debido a que es difícil el uso placas de extensión comunes. Cuando se usan, su remoción en esta región puede dañar el metal base, requiriendo reparaciones que son difíciles. Se pueden usar terminaciones en cascada al interior del canal de la soldadura dentro de los límites dimensionales establecidos. Debido al llenado incompleto del canal, a la configuración inusual de la soldadura y al relativamente bajo nivel de demanda que se impone sobre la soldadura en esta ubicación, no se requieren ensayos no destructivos de las terminaciones en cascada de soldaduras acanaladas en esta ubicación.

3.7 CONTROL DE CALIDAD Y SUPERVISIÓN TÉCNICA

El Capítulo J de las *Provisiones Sísmicas del AISC* especifica los requisitos mínimos que debe cumplir un plan de aseguramiento de calidad para el sistema de resistencia sísmica. Para un proyecto en particular, puede ser apropiado complementar las disposiciones del Capítulo J con requisitos adicionales basados en la calificación de los contratistas involucrados y la habilidad que hayan demostrado para producir un trabajo de calidad. Los documentos del contrato deberán definir los requisitos de control de calidad (QC: *Quality Control*) y de aseguramiento de la calidad (QA: *Quality Assurance*) para el proyecto.

El control de calidad incluye las actividades a ser desarrolladas por el contratista para asegurar que sus materiales y mano de obra cumplen los requisitos de calidad del proyecto. Los elementos rutinarios de control de calidad relativos a las soldaduras incluyen el control del personal, el control de los materiales, la medida del precalentamiento, el monitoreo de los procedimientos de soldadura y la inspección visual.

El aseguramiento de la calidad incluye aquellas actividades a ser realizadas por una agencia o firma diferente del contratista. El aseguramiento de la calidad incluye el monitoreo del desempeño del contratista en la implementación de su programa de control de calidad, asegurando que las funciones de control de calidad especificadas se lleven a cabo apropiada y rutinariamente por el contratista. El aseguramiento de la calidad puede incluir también actividades específicas de inspección que formen parte del plan de control de calidad del contratista, así como ensayos no destructivos de nudos terminados.

CAPÍTULO 4. REQUISITOS PARA PERNOS

4.1 MONTAJES CON PERNOS

Los conectores de tensión controlada (*twist-off bolts*) ASTM F3125 Grado F1852 son equivalentes apropiados para los pernos ASTM F3125 Grado A325 o A325M. Los conectores de tensión controlada ASTM F3125 Grado F2280 son sustitutos apropiados para los pernos ASTM F3125 Grado A490 o A490M. Tales conectores son de producción y uso común y son abordados por la *Especificación RCSC (Specification for Structural Joints using High-Strength Bolts, RCSC, 2014)*.

4.2 REQUISITOS DE INSTALACIÓN

La Sección D2 de las *Provisiones Sísmicas del AISC* dispone que todas las uniones empernadas sean uniones pretensionadas, con el requisito adicional de que las superficies de contacto de la junta cumplan las condiciones de Clase A para uniones de deslizamiento crítico. Algunos tipos de conexión determinan que las uniones empernadas sean diseñadas como de deslizamiento crítico, mientras que otras prescinden de los requisitos de la superficie de contacto de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

4.3 CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

Véase el Comentario de la Sección 3.7.

CAPÍTULO 5. CONEXIÓN A MOMENTO DE SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)

5.1 GENERALIDADES

En una conexión a momento de sección de viga reducida (RBS), ciertas porciones de las aletas de la viga se recortan selectivamente en la región adyacente a la conexión viga-columna. En una conexión RBS, se busca que la fluencia y la formación de la articulación ocurran principalmente dentro de la sección reducida de la viga y limitar así las demandas de momento y de deformación inelástica desarrolladas en la cara de la columna.

Un gran número de conexiones RBS han sido ensayadas, bajo una amplia variedad de condiciones, por diferentes investigadores en instituciones alrededor del mundo. En las referencias al final de este documento se presenta un listado de investigaciones relevantes. La revisión de los datos de ensayos disponibles indica que los especímenes de conexiones RBS, cuando se diseñan y construyen de acuerdo a los límites y procedimientos presentados aquí, desarrollan ángulos de deriva de piso de al menos 0.04 rad bajo carga cíclica en forma consistente. Los ensayos en conexiones RBS muestran que la fluencia se concentra generalmente dentro de la sección reducida de la viga y se puede extender, dentro de ciertos límites, a la cara de la columna. La resistencia máxima de los especímenes ese alcanza usualmente con un ángulo de deriva de piso entre 0.02 rad y 0.03 rad aproximadamente. A partir de ese punto la resistencia del espécimen se reduce gradualmente debido al pandeo local y lateral-torsional de la viga. La falla última ocurre típicamente con ángulos de deriva de piso de 0.05 rad a 0.07 rad aproximadamente, por fractura por fatiga a bajos ciclos en puntos de pandeo local de la aleta dentro de la RBS.

Las conexiones RBS se han ensayado usando especímenes tipo voladizo sencillo (una viga conectada a una columna) y tipo voladizo por ambos lados (especímenes conformados por una columna con vigas conectadas a ambas aletas). Los ensayos se han realizado principalmente en especímenes de acero sin losa compuesta, aunque también se han reportado ensayos en especímenes con losas compuestas. Los ensayos con losas compuestas han mostrado que la presencia de la losa proporciona un efecto favorable ayudando a mantener la estabilidad de la viga a mayores ángulos de deriva de piso.

La mayoría de los especímenes de ensayo de RBS fueron ensayados seudoestáticamente, usando un protocolo de carga en el cual los desplazamientos aplicados se incrementan progresivamente, tales como el protocolo de carga especificado en el ATC-24 (ATC, 1992) y el protocolo de carga desarrollado en el programa del FEMA/SAC y adoptado en el Capítulo K de las *Provisiones Sísmicas del AISC*. Dos especímenes fueron ensayados usando un protocolo de carga orientado a representar movimientos del terreno de fuente cercana que contienen un gran pulso. Varios especímenes fueron ensayados también dinámicamente. Los especímenes de RBS con un corte definido por un arco de circunferencia (RBS con recorte a un radio dado) se han comportado adecuadamente bajo todas estas condiciones de carga. Véase la Sección 5.7 del Comentario para una discusión de otras geometrías para los cortes de las RBS.

5.2 SISTEMAS

La revisión de la literatura investigativa presentada en la sección de referencias al final de este documento y resumida en la Sección 5.1 del Comentario indica que la conexión RBS con recorte a

un radio dado cumple los requisitos de precalificación en la Sección K1 de las *Provisiones Sísmicas del AISC* para pórticos resistentes a momentos con capacidad especial o moderada de disipación de energía.

5.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

1. Límites para las vigas

Un amplio rango de tamaños de vigas ha sido ensayado con las RBS con recorte a un radio dado. El tamaño de viga más pequeño reportado en la literatura fue un W530×52 canadiense, aproximadamente equivalente a un W21×50. La viga más pesada reportada fue una W920×446 (W36×300) (FEMA, 2000e), la cual ya no se produce. Aunque las *Provisiones Sísmicas del AISC* permiten incrementos limitados en el peralte y el peso de las vigas en comparación con las secciones más grandes ensayadas, los límites de precalificación para el peralte y el peso máximo de la viga se establecieron con base en los datos de ensayos para una W920×446 (W36×300). El criterio del CPRP fue que, a efectos de establecer límites de precalificación iniciales, sería apropiadamente conservador ceñirse al espécimen máximo ensayado. No hay evidencia que indique que desviaciones moderadas del espécimen más grande ensayado resulten en un desempeño significativamente diferente, y el límite para el espesor máximo de la aleta es aproximadamente 4% mayor que el espesor de 43 mm correspondiente a un W920×446 (W36×300).

El peralte y la relación luz libre-peralte de la viga son significativos en el comportamiento inelástico de las conexiones viga-columna. Para la misma curvatura inducida, las vigas profundas experimentarán deformaciones más grandes comparadas con vigas poco profundas. De la misma forma, las vigas con una relación luz libre-peralte más pequeña tendrán un gradiente de momentos más marcado a lo largo de la luz de la viga, lo que resulta en que una longitud más reducida de la viga participe en la articulación plástica y en mayores deformaciones bajo las demandas de rotación inelástica. La mayoría de los montajes viga-columna que se han ensayado tienen configuraciones que se aproximan a luces de vigas de alrededor de 7.6 m y peraltes de viga que oscilan entre el de una W760 (W30) y el de una W920 (W36), de tal forma que las relaciones luz libre de viga-peralte estuvieron típicamente en el rango de ocho a diez (FEMA, 2000e). Dado el grado al cual la mayoría de los especímenes excedían significativamente las demandas mínimas de deriva de piso, se juzgó razonable ajustar la relación mínima luz libre-peralte a un valor de siete para PRM-DES y de cinco para PRM-DMO.

Los requisitos de pandeo local para miembros sujetos a rotaciones inelásticas significativas están cubiertos en las *Provisiones Sísmicas del AISC*. Para efectos de cálculo de la relación ancho-espesor, se permite tomar el ancho de aleta en los extremos de los dos tercios centrales del segmento de sección reducida (es decir, a 1/6 de la longitud del corte, medida desde cada extremo del mismo). Esta disposición reconoce que la articulación plástica de la viga se forma dentro de la longitud del corte de la RBS, en donde el ancho de la aleta es menor que en la sección no cortada. Esta disposición resultará en una relación ancho-espesor más baja al tomarse en el corte de la RBS en lugar de tomarla en la sección no cortada. En muchos de los ensayos en RBS realizados como parte del programa del FEMA/SAC se usó una viga W760×147 (W30×99), que no satisface totalmente la relación ancho-espesor en la sección no cortada. Sin embargo, los

ensayos fueron exitosos. Por estas razones, se juzgó razonable permitir el cálculo de la relación ancho-espesor a una distancia razonable dentro del corte de la RBS.

Al desarrollar esta precalificación, el CPRP revisó también los requisitos de arriostramiento lateral para vigas con conexiones RBS. En el pasado surgieron algunas inquietudes en el sentido de que la presencia de cortes en la aleta de la RBS podría hacer que la viga fuera más propensa al pandeo lateral-torsional y que se debería suministrar un arriostramiento lateral suplementario en la RBS. Este problema se investigó posteriormente en estudios tanto experimentales como analíticos (FEMA, 2000f; Yu et al., 2000). Los estudios indicaron que para especímenes de acero sin losa compuesta se pueden alcanzar ángulos de deriva de piso de 0.04 rad sin un arriostramiento lateral suplementario en la RBS, siempre y cuando se suministre el arriostramiento lateral convencional requerido para vigas en sistemas PRM-DES de acuerdo con la Sección D1.2b de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

Los estudios indicaron también que, aunque no se requiera un arriostramiento suplementario en la RBS para alcanzar los ángulos de deriva de piso de 0.04 rad, su uso puede resultar en un superior desempeño. Ensayos realizados en especímenes de RBS con losas compuestas indicaron que la presencia de la losa suministraba un efecto estabilizador suficiente, de manera que probablemente el uso de un arriostramiento lateral en la RBS no mejoraría significativamente el desempeño (FEMA, 2000f; Engelhardt, 1999; Tremblay et al., 1997). Con base en los datos disponibles, no requieren arriostramientos suplementarios en las vigas con conexiones RBS que soportan losas estructurales de concreto.

En los casos en que se suministre un arriostramiento lateral suplementario, este arriostramiento no se debe conectar dentro de la sección reducida (zona protegida). Los aditamentos de conexión de arriostramientos empernados o soldados en esta altamente deformada región de la viga podrían actuar como sitios de iniciación de fracturas. En consecuencia, si se suministra un arriostramiento suplementario, este se deberá ubicar en el extremo de la RBS que esté más alejado de la cara de la columna, o inmediatamente más allá del mismo.

La zona protegida se define como se muestra en la Figura 5.1 y se extiende desde la cara de la columna hasta el extremo de la RBS más alejado de la columna. Esta definición está basada en las observaciones de ensayos que indican que, típicamente, la fluencia no se extiende más allá del extremo lejano del corte de la RBS.

2. Límites para las columnas

Casi todos los ensayos de conexiones RBS han sido realizados con la aleta de la viga soldada a la aleta de la columna (esto es, conexiones al eje fuerte). La cantidad limitada ensayos de conexiones sobre el eje débil han mostrado un desempeño aceptable. A falta de más ensayos, el CPRP recomendó limitar la precalificación a conexiones al eje fuerte únicamente.

La mayoría de los especímenes de RBS se construyeron con columnas W360 (W14). Sin embargo, se ha realizado un número de ensayos usando columnas de mayor peralte, incluyendo columnas W460, W690 y W920 (W18, W27 y W36). El ensayo de especímenes de conexiones RBS con columnas de mayor peralte bajo el programa FEMA/SAC indicó que pueden ocurrir

problemas de estabilidad (FEMA, 2000f). En FEMA 350 (FEMA, 2000b), las conexiones RBS se precalificaron únicamente para columnas W310 (W12) y W360 (W14).

Los especímenes de los ensayos realizados por el FEMA/SAC presentaron una cantidad considerable de torsión de la columna (Gilton et al., 2000). Sin embargo, dos de los tres especímenes ensayados alcanzaron una rotación de 0.04 rad, aunque con una degradación considerable de la resistencia. El tercer espécimen simplemente no alcanzó la rotación de 0.04 rad y falló por rotura del alma de la columna cerca del área *k*. Estudios posteriores atribuyeron esta rotura a la torsión de la columna.

Luego de los ensayos de FEMA/SAC, un estudio analítico (Shen et al., 2002) concluyó que las condiciones de frontera usadas en estos ensayos podrían no ser representativas de lo que se podría encontrar en las edificaciones reales. En consecuencia, la gran torsión de la columna (y, presuntamente, la fractura resultante de la columna en el área *k*) observada en los ensayos de FEMA/SAC podrían no presentarse en edificaciones reales. El estudio también concluyó que las columnas de mayor peralte no deberían comportarse de manera substancialmente diferente a las columnas W360(W14) y que no se requerirá un arriostramiento especial si se tiene la presencia de una losa. Estos estudios fueron sucedidos por un programa más extensivo de investigación analítica y de experimentos a gran escala en conexiones RBS con columnas de hasta W920 (W36) de peralte (Ricles et al., 2004). Esta investigación mostró que se puede alcanzar un buen desempeño con columnas de mayor peralte cuando se tiene una losa compuesta presente o cuando se suministra un arriostramiento lateral adecuado para la viga o la columna en ausencia de una losa. Con base en una revisión de estas investigaciones, la precalificación de conexiones de RBS se extiende aquí para incluir columnas W920 (W36).

Se espera que el comportamiento de conexiones RBS con columnas cruciformes sea similar al que se tiene con columnas laminadas de aleta ancha, dado que las aletas de la viga se conectan a la aleta de la columna, que la zona de panel principal se orienta de forma paralela a la de la viga y que las almas de las componentes de la columna cortadas de un perfil de aleta ancha se sueldan al alma continua con una soldadura acanalada CJP hasta 300 mm por encima y por debajo del peralte de la viga del pórtico. Dadas estas similitudes y la carencia de evidencia que sugiera estados límites de comportamiento diferentes a los asociados con perfiles de aleta ancha laminados, el peralte de las columnas cruciformes se limita al impuesto a los perfiles de aleta ancha.

Se han llevado a cabo también ensayos exitosos en conexiones RBS con columnas en cajón ensambladas. La columna en cajón más grande para cual se dispone de datos de ensayos es de 600 mm por 600 mm (24 in. por 24 in.). En consecuencia, las conexiones RBS han sido precalificadas para uso con columnas en cajón ensambladas de hasta 600 mm (24 in.). Los límites para las relaciones ancho-espesor de las paredes de las columnas en cajón ensambladas se especifican en la Sección 2.3.2b(3) y fueron escogidas para ajustarse razonablemente a las columnas en cajón que han sido ensayadas.

El uso de columnas en cajón que participan en pórticos a momentos ortogonales – esto es, con conexiones RBS en vigas ortogonales – está también precalificado. Aunque no se disponía de datos para especímenes de ensayo con vigas ortogonales, se consideró que esta condición debería suministrar ostensiblemente el mismo desempeño que las conexiones en un solo plano, debido a que la RBS no depende de la fluencia de la zona de panel para un buen desempeño y a que se espera que la columna permanezca esencialmente elástica para el caso de las conexiones ortogonales.

Con base en los ensayos exitosos en columnas de aleta ancha y en columnas en cajón ensambladas, se puede esperar que las columnas en perfil de aleta ancha encajonado presenten un desempeño aceptable. En consecuencia, las conexiones de RBS son precalificadas para su uso con columnas en perfil de aleta ancha encajonado. Cuando las conexiones a momento se hacen solo a las aletas del perfil de aleta ancha que conforma la sección encajonada, la columna puede tener un peralte hasta el correspondiente a un perfil W36 (W920).

Cuando la columna en perfil de aleta ancha encajonado participa en pórticos a momentos ortogonales, no se permite que su peralte ni su ancho de la columna se permite que excedan de 600 mm (24 in.), aplicando los mismos límites que para secciones en cajón ensambladas.

5.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA

La resistencia de la zona de panel de la columna suministrada en los especímenes de ensayo de RBS ha variado en un amplio rango. Esto incluye especímenes con zonas de panel muy fuertes (no hay fluencia en la zona de panel), especímenes con zonas de panel muy débiles (esencialmente toda la fluencia se produce en la zona de panel y no hay fluencia en la viga), y especímenes en donde la fluencia ha sido compartida entre la zona de panel y la viga. Se ha alcanzado un buen desempeño para todos estos niveles de resistencia de zona de panel (FEMA, 2000f), incluyendo zonas de panel que son sustancialmente más débiles que las permitidas en la Sección E3.6e de las *Provisiones Sísmicas del AISC*. Sin embargo, hay preocupación en cuanto las zonas de panel muy débiles puedan promover fracturas en las vecindades de las soldaduras acanaladas viga-aleta por efecto del “retorcimiento” de las aletas de la columna en los límites de la zona de panel. En consecuencia, para las conexiones precalificadas RBS se requiere proveer la resistencia mínima especificada de la zona de panel según la Sección E3.6e de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

5.5 LÍMITES PARA LAS SOLDADURAS ALETAS DE VIGA-ALETA DE COLUMNA

Las soldaduras acanaladas de penetración completa entre las aletas de la viga y las aletas de la columna que se han usado en la mayoría de los especímenes de ensayo de RBS se han hecho por el proceso de soldadura de arco con fundente en el núcleo autoprotegido (FCAW-S) usando electrodos con una tenacidad Charpy con muesca en V mínima especificada. Comúnmente se han usado en estos ensayos tres designaciones diferentes de electrodos: E71T-8, E70TG-K2 y E70T-6. Además, para la mayoría de los especímenes, se removió el respaldo de la aleta inferior y se adicionó un filete de refuerzo, el respaldo de la aleta superior se conectó a la columna con una soldadura de filete y se removieron las placas de extensión de la soldadura tanto en la aleta superior como en la inferior.

En los especímenes ensayados se han empleado distintas geometrías para los agujeros de acceso para soldadura, y los resultados sugieren que el desempeño de la conexión no es altamente sensible a dichas geometrías. En consecuencia, en las conexiones precalificadas tipo RBS no se requiere una geometría específica para los agujeros de acceso. Los agujeros de acceso para soldadura deben satisfacer los requisitos de la Sección 6.11 del AWS D1.8/D1.8M (AWS, 2016). En las conexiones tipo RBS no se requiere usar la geometría alternativa especificada en la Sección 6.11.1.2 de la AWS D1.8/D1.8M para los agujeros de acceso para soldadura.

5.6 LÍMITES PARA LA CONEXIÓN ALMA DE VIGA-ALETA DE COLUMNA

Para los especímenes de ensayo de RBS recortadas a un radio dado se han usado dos tipos de detalles de conexión del alma: uno soldado y otro empernado. En el detalle soldado, el alma de la viga se suelda directamente a la aleta de la columna usando una soldadura acanalada de penetración completa (CJP). Para el detalle empernado, se usan pernos de alta resistencia pretensionados. En especímenes con ambos tipos de conexión del alma se han alcanzado ángulos de deriva de piso de al menos 0.04 rad, y en consecuencia el FEMA 350 (2000b) permitió ambos tipos de detalles de conexión de alma para conexiones de RBS.

Datos de ensayos previos (Engelhardt et al., 2000) indican que, más allá de un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad, los especímenes con conexiones del alma empernadas muestran una mayor incidencia de fracturas que ocurren cerca de las soldaduras acanaladas de las aletas de la viga, en comparación con los especímenes con conexiones del alma soldadas. Por consiguiente, aunque es posible un desempeño satisfactorio con una conexión de alma empernada, los datos de ensayos previos indican que un alma soldada es benéfica para reducir la vulnerabilidad de las conexiones de RBS a dichas fracturas.

Después de las pruebas del SAC/FEMA sobre conexiones tipo RBS, se llevó a cabo un programa de ensayos (Lee et al., 2004) que comparó directamente unas conexiones tipo RBS nominalmente idénticas excepto por el detalle de la conexión del alma. Los especímenes de RBS con conexiones del alma soldadas alcanzaron un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad, mientras que los especímenes de RBS con conexiones del alma empernadas fallaron en alcanzar los 0.04 rad.

Por consiguiente, aunque en el pasado se han realizado ensayos exitosos en conexiones tipo RBS con conexiones del alma empernadas, los datos recientes han aportado evidencia contradictoria, que sugiere que las conexiones del alma empernadas podrían no ser adecuadas para conexiones de RBS cuando se usen en sistemas PRM-DES. Hasta que no se tengan nuevos datos disponibles, para las conexiones precalificadas tipo RBS en PRM-DES se requerirá el uso de conexiones del alma soldadas. Para aplicaciones en PRM-DMO, se aceptan conexiones del alma empernadas.

El propósito de especificar una soldadura acanalada CJP entre el alma de la viga y la placa es extender la distancia total entre los agujeros de acceso para soldadura de manera que se minimice el potencial de inicio de fracturas en los extremos de las soldaduras – de aquí el requisito de que la placa se extienda de un agujero de acceso al otro. Todos los especímenes fueron ensayados con la configuración de soldadura sobre la profundidad total.

5.7 EJECUCIÓN DE LOS RECORTES EN LAS ALETAS

Son posibles varias configuraciones para los recortes de la aleta en las conexiones tipo RBS, incluyendo un recorte de ancho constante, un recorte oblicuo y un recorte a un radio dado. El trabajo experimental ha incluido ensayos exitosos para todos estos tipos de recortes de RBS. El recorte a un radio dado evita cambios abruptos de la sección transversal, disminuyendo la posibilidad de una fractura prematura dentro de la sección reducida. Además, la mayoría de los ensayos reportados en la literatura usan secciones de RBS recortadas a un radio dado. En consecuencia, solo está precalificada la configuración de RBS con recorte a un radio dado.

Un inconveniente en la fabricación de conexiones tipo RBS es el acabado de superficie requerido en los cortes de las aletas de la RBS. No se han encontrado datos de investigaciones que traten específicamente este tema. En consecuencia, el CPRP definió los requisitos de acabado para los cortes de RBS con base en el criterio, estos requisitos son consistentes con los especificados en el FEMA 350 (2000b).

5.8 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Las dimensiones de los recortes para los especímenes de ensayo de RBS reportados varían en un rango bastante pequeño. La distancia desde la cara de la columna hasta el inicio del recorte a un radio dado de la RBS (designada como a en la Figura 5.1) varía entre el 50 y el 75% del ancho de la aleta de la viga. La longitud de los recortes (designada como b en la Figura 5.1) varía entre aproximadamente el 75 y el 85% del peralte de la viga. La parte del ancho de la aleta eliminada en la sección mínima de la RBS varía entre el 38 y el 55%. La parte de la aleta que se remueve para conexiones tipo RBS precalificadas se limita a un máximo del 50% para evitar una pérdida excesiva de resistencia o rigidez.

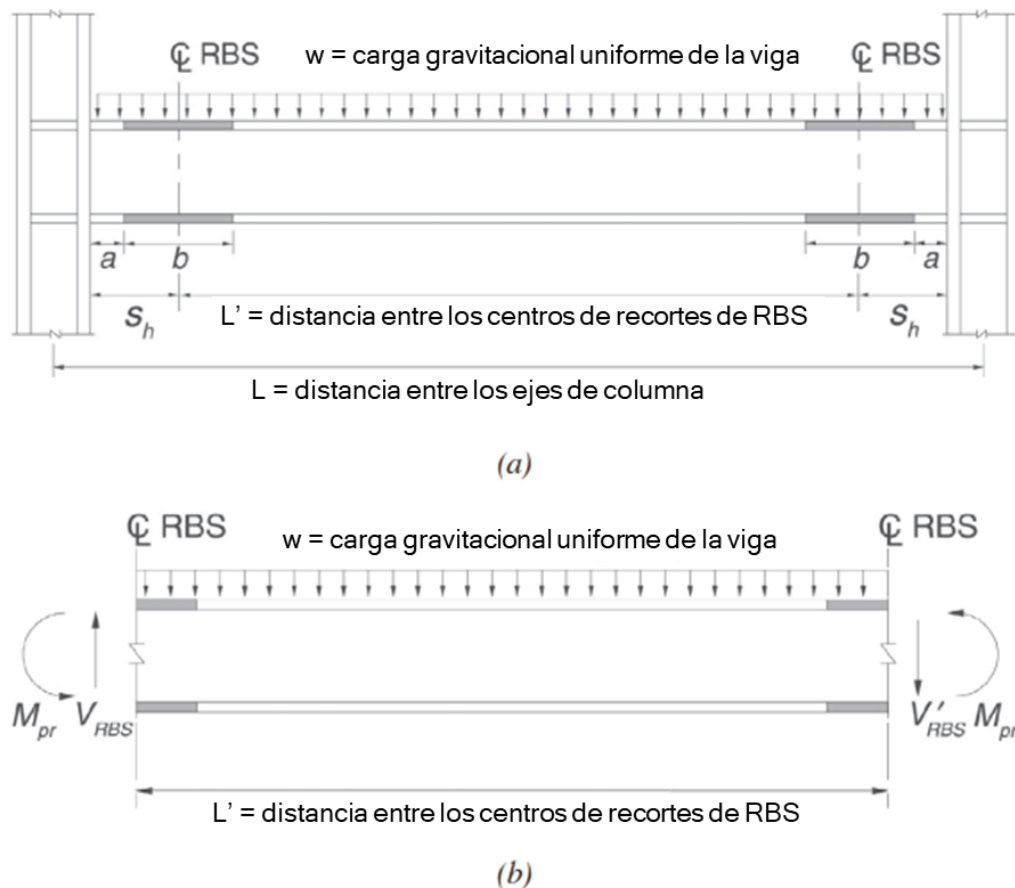


Fig. C-5.1. Ejemplo de cálculo de la fuerza cortante en el centro de los recortes de RBS: (a) viga con recortes de RBS y carga gravitacional uniforme; (b) diagrama de cuerpo libre de la viga entre los recortes de RBS y el cálculo de la fuerza cortante en la RBS.

El procedimiento de diseño que se presenta aquí para conexiones de RBS precalificadas es similar al presentado en el FEMA 350 (2000b). El fundamento general para dimensionar el recorte de la RBS a un radio dado en este procedimiento de diseño consiste en limitar el momento máximo de la viga que pueda desarrollarse en la cara de la columna al momento plástico real de la viga (basado en el esfuerzo de fluencia esperado) cuando la sección mínima de la RBS está totalmente en fluencia y experimenta endurecimiento por deformación. Los datos experimentales indican que al conectar la viga en la cara de la columna de acuerdo con los requisitos dados aquí se permite que la conexión resista este nivel de momento al mismo tiempo que se minimiza la probabilidad de fractura en las soldaduras acanaladas de las aletas de la viga.

El **Paso 4** del procedimiento de diseño requiere el cálculo de la fuerza cortante en el centro del recorte a un radio dado de la RBS. Esta fuerza cortante está en función de la carga gravitacional en la viga y la capacidad de momento plástico de la RBS. En la Figura C-5.1 se muestra un ejemplo de cálculo para el caso de una viga con una carga gravitacional uniformemente distribuida.

En el **Paso 5**, la Ecuación 5.8-6 desprecia la carga gravitacional en la porción de la viga comprendida entre el centro de la sección de viga reducida y la cara de la columna. Si se desea, se permite incluir la carga gravitacional en esta pequeña porción de la viga en el diagrama de cuerpo libre mostrado en la Figura 5.2 y en la Ecuación 5.8-6.

Para las condiciones de carga gravitacional diferentes a una carga uniforme, se deberá realizar el ajuste apropiado en el diagrama de cuerpo libre de la Figura C-5.1 y en las Ecuaciones C-5.8-1 y C-5.8-2.

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{wL_h}{2} \quad (C - 5.8 - 1)$$

$$V'_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{wL_h}{2} \quad (C - 5.8 - 2)$$

En las ecuaciones C-5.8-1 y C-5.8-2 se supone que las articulaciones plásticas se formarán en la RBS de cada extremo de la viga. Si la carga gravitacional en la viga es muy grande, la articulación plástica en un extremo de la viga podrá moverse hacia la parte interior de la luz de la viga. Cuando este sea el caso, el diagrama de cuerpo libre en la Figura C-5.1 se deberá modificar de manera que se extienda entre las ubicaciones reales de las articulaciones plásticas. Para determinar si las Ecuaciones C-5.8-1 y C-5.8-2 son válidas, se dibuja el diagrama de momentos para el segmento de la viga mostrado en la Figura C-5.1(b) – esto es, para el segmento de la viga comprendido entre los centros de los recortes de RBS. Si el máximo momento ocurre en los extremos de la luz, entonces las Ecuaciones C-5.8-1 y C-5.8-2 son válidas. Si el máximo momento ocurre dentro de la luz y excede el M_{pe} de la viga (véase la Ecuación 5.8-7), entonces se necesitará la modificación antes descrita.

Casi todos los ensayos de conexiones de pórticos a momentos se han realizado en submontajes viga-columna con viga de un lado o de los dos lados, con las vigas perpendiculares al eje vertical de la columna (esto es, vigas a nivel). Sin embargo, en la mayoría de las estructuras se tienen vigas inclinadas, tales como las de la cubierta. Esta norma no contiene disposiciones que explícitamente consideren vigas inclinadas, debido a la carencia de programas sistemáticos de ensayos físicos. Se requiere por lo tanto el criterio profesional para determinar si una viga de pórtico con pendiente propuesta está apropiadamente cubierta por los límites de precalificación en esta norma.

Se considera que las pendientes bajas no reducen significativamente el desempeño de una conexión, pero no se ha determinado un umbral por encima del cual esto ya no sea cierto. En ensayos de vigas de pórticos usando secciones de vigas reducidas con pendientes de 28 grados (Ball et al., 2010) indican que para este ángulo el desempeño de la conexión se verá impactado de forma adversa a menos que se realicen ajustes en la geometría del recorte de la sección de viga reducida. Cuando se usó el mismo valor de la dimensión a en las aletas superior e inferior (esto es, cuando la línea central de la RBS era paralela al eje vertical de la columna), el ensayo físico produjo fracturas de las soldaduras CJP de las aletas de la viga, localizadas en el borde de la soldadura en ambos especímenes ensayados, con demandas de deriva menores que las anticipadas. Los análisis por elementos finitos realizados por Kim et al. (2010) mostraron que cuando la línea central de la conexión tipo RBS es perpendicular a las aletas de la viga (esto es, usando diferentes valores de a) se reduce la demanda en la soldadura de la aleta de la viga en la ubicación del borde de la soldadura, véase la Figura C-5.2.

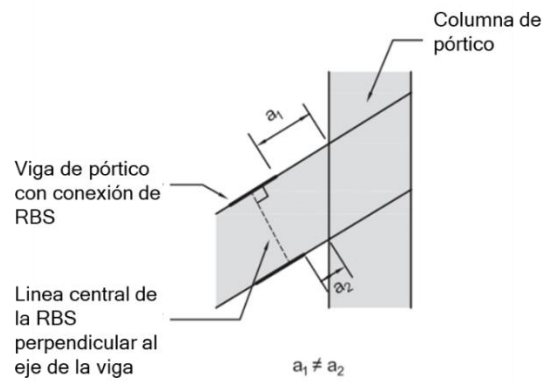


Fig. C-5.2. Estudios analíticos (Kim et al., 2010) sugieren que las vigas de pórtico con pendiente con la línea central de la RBS perpendicular a las aletas de la viga se comportan mejor que aquellas con la línea central de la RBS paralela al eje de la columna

CAPÍTULO 6. CONEXIONES A MOMENTO DE PLACA DE EXTREMO RIGIDIZADA O NO RIGIDIZADA

6.1 GENERALIDADES

Las tres configuraciones de placa de extremo extendida a momento actualmente tratadas en este capítulo son las configuraciones de conexiones de placa de extremo más comúnmente usadas en pórticos a momentos de acero. La Guía de Diseño 4 del AISC, *Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications* (Murray y Sumner, 2013) aporta antecedentes, procedimientos de diseño, y ejemplos de diseño completos para las tres configuraciones. La Guía fue desarrollada antes de que esta norma fuera escrita, y existen pequeñas diferencias entre los procedimientos de diseño de la Guía y de la Sección 6.8. Las diferencias principales radican en los factores de resistencia. La norma reemplaza a la guía de diseño en todas las instancias.

Los resultados de ensayos de precalificación para las tres conexiones a momento de placa de extremo extendida se encuentran en el FEMA (1997); Meng (1996); Meng y Murray (1997); Ryan y Murray (1999); Sumner et al. (2000a); Sumner et al. (2000b); Sumner y Murray (2001); y Sumner y Murray (2002). Resultados de ensayos similares pero que no se usan para precalificación se encuentran en Adey et al. (1997); Adey et al. (1998); Adey et al. (2000); Castellani et al. (1998); Coons (1999); Ghobarah et al. (1990); Ghobarah et al. (1992); Johnstone y Walpole (1981); Korol et al. (1990); Popov y Tsai (1989); y Tsai y Popov (1990).

La intención del procedimiento de diseño de la Sección 6.8 es aportar una conexión a momento de placa de extremo con resistencia suficiente para desarrollar la resistencia del miembro conectado a flexión. La conexión no aporta ninguna contribución a la rotación inelástica. Todas las deformaciones inelásticas para una conexión de placa de extremo se alcanzan por la fluencia de la viga o la deformación de la zona de panel de la columna.

El procedimiento de diseño de la Sección 6.8 está basado en el estudio de Borgsmiller y Murray (1995) y es similar al procedimiento de “placa gruesa” de la Guía de Diseño 16 del AISC, *Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections* (Murray y Shoemaker, 2002). El procedimiento es básicamente el mismo del FEMA 350 (2000b) pero con muchas más aclaraciones. Se incorporaron igualmente en el procedimiento las disposiciones aplicables del FEMA 353 (2000d).

6.2 SISTEMAS

Las tres conexiones de placa de extremo extendida mostradas en la Figura 6.1 están precalificadas para su uso en sistemas PRM-DMO y PRM-DES, a excepción de los sistemas PRM-DES en donde la viga esté en contacto directo con losas de concreto estructural. La excepción aplica solo cuando se usen conectores de cortante para unir la losa de concreto a la viga conectada y se debe a la falta de resultados de ensayos a la fecha. Los ensayos de precalificación se han desarrollado generalmente con especímenes de acero sin losa de concreto. Sumner y Murray (2002) realizaron un ensayo en el que se tenía una losa de concreto. En este ensayo, se instalaron conectores con cabeza desde un punto cercano a la conexión a momento de placa de extremo hasta el extremo de la viga, y el concreto estaba en contacto con las aletas y el alma de la columna. Los pernos inferiores fallaron

prematuramente por rotura a tracción debido al incremento en su distancia desde el eje neutro por efecto de la presencia de la losa compuesta. Murray repitió posteriormente este ensayo, pero colocando un material flexible entre la cara vertical de la placa de extremo y la losa para inhibir la participación de esta última en la transferencia de cargas a la columna. Este espécimen se comportó de forma aceptable y resultó en disposiciones para el uso de losas de concreto estructural cuando se coloquen tales materiales flexibles entre la losa y la placa.

6.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

Las limitaciones paramétricas de la Tabla 6.1 fueron determinadas a partir de los datos de ensayos reportados en las referencias de precalificación. Solo las conexiones que están dentro de estos límites están precalificadas.

Para miembros de sección variable, es el peralte de la viga en la conexión el que se usa para determinar la relación límite entre la luz libre y el peralte de la viga.

1. Límites para las vigas

Los límites para las dimensiones de la viga de la Tabla 6.1 están directamente relacionadas con los ensayos de las conexiones. Debido a que muchas de las secciones de viga ensayadas fueron miembros ensamblados, las limitaciones están dadas en términos de las dimensiones de la sección transversal y no como referencias a vigas laminadas. No hay evidencia de que desviaciones moderadas de estas dimensiones resulten en un desempeño significativamente diferente.

De forma similar a los ensayos de RBS, la mayoría de los montajes de viga-columna ensayados tenían configuraciones que se aproximaban a relaciones de luz libre a peralte de la viga en un rango de 8 a 10. Sin embargo, se consideró razonable ajustar la relación mínima de luz libre a peralte a un valor de 7 para PRM-DES y de 5 para PRM-DMO.

Los requisitos para las zonas protegidas se basan en observaciones de ensayos.

2. Límites para las columnas

Las conexiones a momento de placa de extremo extendida pueden ser usadas solo con secciones laminadas o ensambladas en forma de I y deben conectarse a la aleta de la columna. No hay otros requisitos específicos para las columnas en conexiones a momento de placa de extremo extendida.

6.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA

No hay limitaciones específicas para las relaciones entre los parámetros de la columna y de la viga en conexiones a momento de placa de extremo extendida.

6.5 PLACAS DE CONTINUIDAD

El diseño de las placas de continuidad debe cumplir los requisitos de la Sección 2.4.4. El procedimiento de diseño de la Sección 6.8 contiene disposiciones específicas para conexiones a momento de placa de extremo extendida, y el procedimiento se discute de forma general en la Guía de Diseño No. 13 del AISC, *Wide-Flange Column Stiffening at Moment Connections* (Carter, 1999).

6.6 PERNOS

Se han realizado ensayos de precalificación con pernos pretensionados ASTM F3125 tanto Grado A325 como Grado A490. La longitud del perno debe ser tal que, después de que el perno se haya pretensionado, se tengan al menos dos roscas completas entre la porción no roscada del vástago y la cara de la tuerca. Para las conexiones a momento de placa de extremo no se requiere cumplir las disposiciones para conexiones de deslizamiento crítico.

6.7 DETALLADO DE LA CONEXIÓN

El gramil máximo – esto es, la distancia horizontal entre las hileras verticales exteriores de pernos – se limita al ancho de la aleta de la viga para asegurar una trayectoria de cargas rígida. En ensayos monotónicos se ha demostrado que la rigidez y la resistencia de una conexión a momento de placa de extremo se reducen cuando el gramil entre pernos es mayor que el ancho de la aleta de la viga.

La distancia entre la cara de la aleta de la viga y la primera hilera de pernos interiores o exteriores debe ser suficiente para permitir el apriete de los pernos. Los valores de paso mínimos especificados han resultado satisfactorios. Un incremento en la distancia de paso puede incrementar significativamente el espesor requerido de la placa de extremo.

La placa de extremo puede ser más ancha que la aleta de la viga, pero a efectos de cálculos de diseño el ancho se limita al ancho de la aleta de la viga más 25 mm (1 in.). Esta limitación se basa en la evaluación del CPRP sobre resultados sin publicar de ensayos monotónicos de conexiones de placa de extremo.

Se establecen requisitos para la longitud de los rigidizadores entre la aleta de la viga y la placa de extremo para asegurar una trayectoria de cargas suave. El ángulo de 30° es el mismo que se usa para determinar el ancho de la sección Whitmore en otros tipos de conexiones. La distancia requerida de 25 mm (1 in.) se necesita para asegurar la calidad de las terminaciones de las soldaduras verticales y horizontales.

Los ensayos han mostrado que el uso de calzas de acero de ranuras abiertas entre la placa de extremo y la aleta de la columna no afecta el desempeño de la conexión (Sumner et al., 2000a).

No se dispone de procedimientos de diseño para conexiones de vigas con acción compuesta en una conexión a momento de placa de extremo extendida. Por lo tanto, es necesario un detallado cuidadoso de la losa compuesta para evitar una acción compuesta que podría incrementar las fuerzas de tracción en los pernos inferiores. No se permiten anclajes tipo espigo soldado dentro de 1 ½ veces el peralte de la viga, y se requiere colocar un material compresible entre la losa de concreto y la cara de la columna (Sumner y Murray, 2002; Yang et al., 2003).

En ensayos cíclicos se ha demostrado que el uso de agujeros de acceso para soldadura puede causar la fractura prematura de la aleta de la viga en las conexiones a momento de placa de extremo extendida (Meng y Murray, 1997). Se investigaron agujeros de acceso para soldadura desde cortos hasta largos con resultados similares. Por lo tanto, no se permite el uso de agujeros de acceso para soldadura en conexiones a momento de placa de extremo extendida.

Mediciones obtenidas con extensómetros han mostrado que el material de la placa del alma en la vecindad de los pernos interiores a tracción alcanza generalmente la deformación de fluencia (Murray y Kukreti, 1988). En consecuencia, se requiere que las soldaduras del alma a la placa de extremo en la vecindad de los pernos interiores sean suficientes para desarrollar la resistencia del alma de la viga.

Los requisitos para las soldaduras de la aleta de la viga a la placa de extremo y al rigidizador son iguales o superiores a los de la soldadura que se usó para precalificar las tres conexiones a momento de placa de extremo extendida. Debido a que no se permiten los agujeros de acceso para soldadura, la soldadura de la aleta de la viga a la placa de extremo en el alma de la viga será necesariamente una soldadura acanalada de penetración parcial (PJP). Los ensayos de precalificación han mostrado que estas condiciones no afectan el desempeño de la conexión.

6.8 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El procedimiento de diseño de esta Sección, con algunas modificaciones, fue el usado para diseñar los especímenes de prueba para la precalificación. Este procedimiento es muy similar al dado en la Guía de Diseño No. 4 del AISC (Murray y Sunner, 2003), excepto porque se usan diferentes factores de resistencia. En la guía de diseño se encuentran ejemplos de cálculo. Para ejemplos del cálculo de la rigidización de las columnas, véase la Guía de Diseño No. 13 del AISC (Carter, 1999).

CAPÍTULO 7. CONEXIÓN A MOMENTO DE PLACAS EMPERNADAS A LAS ALETAS (BFP)

7.1 GENERALIDADES

La conexión de placa empernada a la aleta (BFP) es una conexión empernada en campo. Los principales comportamientos sísmicos esperados en este tipo de conexión incluyen:

- (1) Inicio de la fluencia de la viga en el perno más alejado de la cara de la columna.
- (2) Deslizamiento de los pernos de la placa de aleta, lo cual ocurre a niveles de resistencia similares a los del inicio de la fluencia de la aleta de la viga, sin que este deslizamiento contribuya de forma significativa a la capacidad de deformación total de la conexión.
- (3) Fluencia secundaria en la zona de panel de la columna, la cual ocurre cuando se alcanzan la capacidad esperada a momento y el endurecimiento por deformación.
- (4) Fluencia limitada de la placa de aleta, la cual puede ocurrir a las deformaciones máximas.

Esta secuencia de fluencia ha resultado en una capacidad de deformación inelástica muy grande para la conexión a momento BFP, pero el procedimiento de diseño es un poco más complejo que el requerido para otras conexiones precalificadas.

Las placas de aleta y la placa a cortante del alma se sueldan en taller a la aleta de la columna y se conectan en campo con pernos a las aletas y al alma de la viga, respectivamente. Para las conexiones de la aleta de la viga se usan pernos ASTM F3125 Grado A490 o A490M con rosca excluida del plano de corte, debido a que su alta resistencia a cortante permite reducir el número de pernos requeridos y la longitud de la placa de aleta. Las placas de aleta más cortas que así se pueden obtener reducen las demandas sísmicas de deformación inelástica en la conexión y simplifican el logro de una condición balanceada entre las resistencias requeridas para diferentes modos de falla en el procedimiento de diseño. Podría considerarse el uso de pernos ASTM F3125 Grado A325 o A325M, pero en este caso será más difícil lograr el comportamiento deseado de la conexión debido a la menor resistencia de estos pernos, que implica un mayor número de pernos y una mayor longitud requerida para las placas de aleta. Como resultado, la conexión no está precalificada para su uso con pernos Grado A325 o A325M.

La precalificación de la conexión a momento BFP se basó en 20 ensayos de conexiones de este tipo bajo deformación inelástica cíclica (FEMA, 2000e; Schneider y Teeraparb Wong, 1999; Sato et al., 2008). Evidencia adicional que apoya la precalificación se derivó a partir de ensayos de conexiones con elementos en T empernados (FEMA, 2000e; Swanson et al., 2000), considerando que los dos tipos de conexión a momento comparten muchos mecanismos de fluencia, modos de falla y comportamientos. Los ensayos se realizaron bajo distintos protocolos de ensayo de deformación controlada, pero la mayoría de ellos usan variaciones de los protocolos del ATC-24 (ATC, 1992) o de la SAC (Krawinkler et al., 2000), los cuales son muy similares al protocolo de ensayo de precalificación del Capítulo K de las *Provisiones Sísmicas* del AISC (AISC, 2016a). Los 20 ensayos de conexiones BFP se realizaron en conexiones con vigas que variaban en peralte desde una sección W200 (W8) hasta una W920 (W36), y el promedio total de la capacidad de ductilidad demostrada excedió de 0.057 rad. Por consiguiente, la capacidad de deformación inelástica alcanzada con

conexiones a momento BFP está entre las mejores alcanzadas en ensayos sísmicos de conexiones de pórticos a momentos. Sin embargo, el diseño de la conexión es relativamente complejo debido a los numerosos mecanismos de fluencia y modos de falla que deben ser considerados en el proceso de diseño. El modo de fluencia inicial y primario en una conexión a momento BFP es la fluencia a flexión de la viga cerca a la última hilera de pernos en el extremo de la placa de aleta. Sin embargo, los especímenes con mayor ductilidad alcanzan una fluencia secundaria a través de fluencia a cortante de la zona de panel de la columna y fluencia a tracción limitada de la placa de aleta. Por consiguiente, se recomienda un diseño balanceado que alcance la fluencia a partir de múltiples mecanismos de fluencia.

La mayoría de los ensayos anteriores han sido realizados en especímenes con conexiones de un solo lado, con una gráfica del comportamiento fuerza-deflexión que presenta un estrechamiento relativo tal como se muestra en la Figura C-7.1. Debido a que la articulación plástica en el extremo de la placa de aleta es el mecanismo de fluencia que controla, el momento plástico esperado en esta ubicación prima en el diseño de la conexión. El estrechamiento del diagrama de fuerza-deflexión es causada por una combinación del deslizamiento de los pernos y de la secuencia de fluencia y endurecimiento por deformación que ocurre en la conexión. Los experimentos han mostrado que la capacidad máxima a momento esperada en la articulación plástica es típicamente del orden de 1.15 veces el M_p esperado de la viga, tal como se define en las *Provisiones Sísmicas* del AISC, y que el momento esperado en la cara de la columna es del orden de 1.3 a 1.5 veces el M_p esperado de la viga, en función de la longitud de la luz libre, el número de pernos y la longitud de la placa de aleta. La rigidez de esta conexión es usualmente ligeramente mayor que el 90% de la anticipada para una conexión totalmente restringida (TR) completamente rígida. Se espera que esta rigidez reducida resulte en una deflexión elástica de no más de un 10% mayor que la calculada con una conexión TR, y así se considera que los cálculos elásticos con conexiones rígidas son adecuados para la mayoría de los propósitos prácticos de diseño.

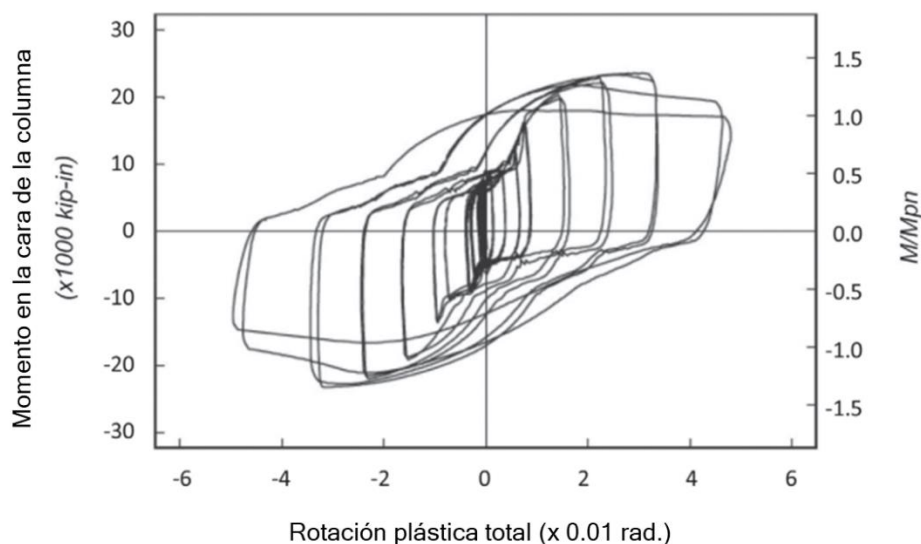


Fig. C-7.1 Momento en la cara de la columna versus la rotación total de la conexión para una conexión a momento BFP con una viga W760×161 (W30×108) y una columna W360×347 (W14×233)

7.2 SISTEMAS

La revisión de la literatura investigativa muestra que las conexiones a momento BFP cumplen las calificaciones y requisitos para pórticos tanto PRM-DES como PRM-DMO. Sin embargo, no hay datos de ensayos disponibles para conexiones a momento BFP con losas compuestas, así que la conexión a momento BFP no está precalificada con losas estructurales de concreto reforzado que estén en contacto con la cara de las columnas. Las losas estructurales de concreto reforzado que estén en contacto con la columna pueden:

- Incrementar significativamente el momento en la cara de la columna.
- Causar incrementos significativos de las demandas de fuerzas y deformaciones en la placa de aleta inferior.
- Resultar en una capacidad de deformación inelástica reducida de la conexión.

Por lo tanto, la precalificación de la conexión a momento BFP se restringe al caso donde la losa estructural de concreto tiene una separación mínima o está aislada de la columna. En general, se logra el aislamiento si no se incluyen anclajes de acero tipo espigo en la zona protegida y la losa se separa de todas las superficies de la columna por un canal abierto o a través del uso de materiales compresibles tipo espuma.

7.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

1. Límites para las vigas

Los límites de precalificación para PRM-DES reflejan en gran medida el rango de ensayos anteriores de la conexión a momento BFP. Los límites para conexiones de PRM-DMO exceden en alguna medida estos límites debido a que 18 de los 20 ensayos anteriores usados para precalificar la conexión desarrollaron rotaciones plásticas mayores que las requeridas para calificar como una conexión de PRM-DES y todos los 20 ensayos excedieron en gran medida la rotación requerida para calificar como una conexión de PRM-DMO.

Las conexiones a momento BFP han sido ensayadas con vigas tan grandes como la W920×223 (W36×150) alcanzando la ductilidad requerida para calificar como una conexión de PRM-DES. En consecuencia, se adoptan como límites en estas disposiciones un peralte de la viga correspondiente a un perfil W920 (W36), un peso de 223 kgf/m (150 lb/ft) y un espesor de aleta de 25.4 mm (1 in.). Ensayos pasados han mostrado una capacidad de rotación inelástica adecuada para calificar como una conexión de PRM-DES en ensayos con relaciones luz libre a peralte menores de 5 y mayores de 16, así que para aplicaciones en PRM-DMO y PRM-DES se han adoptado de forma conservadora límites inferiores de 7 y 9, respectivamente, para la relación luz libre a peralte. Se esperan deformaciones inelásticas hasta aproximadamente un peralte de la viga más allá del extremo de la placa de aleta, y se espera una fluencia limitada en la placa de aleta. Como resultado, la zona protegida se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia igual al peralte de la viga más allá del perno más alejado de la cara de la columna.

La articulación plástica primaria de la conexión a momento BFP ocurre en una ubicación bien alejada de la cara de la columna, y podría ocurrir una deformación lateral-torsional mientras se desarrolla una fluencia extensiva en la conexión. Como resultado, se requiere arriostramiento

lateral de la viga en el extremo de la zona protegida. Este arriostramiento se requiere dentro del intervalo comprendido entre 1 y 1.5 veces el peralte de la viga más allá de los pernos de la aleta más alejados de la cara de la columna. Esto deja alguna holgura en la localización del soporte lateral para permitir el uso económico de la estructura transversal con dicha función donde sea posible. Así como en otras conexiones de pórticos a momentos, el arriostramiento lateral complementario en la conexión de aleta de columna puede estar provisto por la rigidez del diafragma y la estructura transversal.

Así como para otras conexiones precalificadas, la conexión a momento BFP requiere aletas y almas compactas tal como se definen en las *Provisiones Sísmicas* del AISC, y se permiten vigas ensambladas de sección I de acuerdo a la Sección 2.3. Sin embargo, se debe notar que ni para las conexiones BFP ni para la mayoría de las otras conexiones precalificadas se dispone de resultados de ensayos sísmicos específicos para documentar la precalificación de secciones de vigas ensambladas. Esta precalificación se otorga debido a que la larga experiencia muestra que las secciones de acero ensambladas tienen un comportamiento a flexión similar al de los perfiles laminados en caliente con materiales y proporciones comparables.

2. Límites para las columnas

Las conexiones a momento BFP han sido ensayadas con columnas de aleta ancha con secciones hasta W360×347 (W14×233). Los límites de precalificación para PRM-DES reflejan en gran medida el rango de ensayos anteriores de la conexión a momento BFP. Todos los 20 ensayos se completaron con flexión de la columna respecto a su eje fuerte, y la precalificación de las conexiones a momento BFP se limita a conexiones hechas a la aleta de la columna.

Así como en la mayoría de las otras conexiones precalificadas, la conexión a momento BFP no ha sido ensayada con columnas más profundas que una sección W360 (W14) ni con secciones de columna ensambladas. A su criterio, el CPRP estableció que la conexión a momento BFP impone sobre la columna demandas similares o un poco menores comparadas con las de otras conexiones precalificadas. Las demandas pueden ser menores debido a que el aumento del momento por efecto del endurecimiento por deformación que se alcanza con la conexión a momento BFP es algo menor en comparación con el que se presenta en las conexiones de aleta soldada-alma soldada y en otras conexiones TR. La ubicación de la fluencia de una conexión a momento BFP es de alguna manera análoga a la de una conexión RBS, y por lo tanto los límites de precalificación para la columna son comparables a los usados para la conexión RBS.

7.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA

Se espera que la conexión a momento BFP experimente fluencia primaria en la viga comenzando en la línea de pernos de la placa de aleta más alejada de la cara de la columna. Se espera una fluencia secundaria en la zona de panel de la columna y una fluencia subsiguiente, muy limitada, en la placa de aleta. De manera enfática, se recomienda evitar que se presente fluencia en la columna, por fuera de la zona de panel de la conexión. Por lo tanto, la conexión a momento BFP emplea verificaciones de columna fuerte-viga débil y de resistencia de la zona de panel similares a las usadas para otras conexiones precalificadas.

7.5 DETALLADO DE LA CONEXIÓN

La conexión a momento BFP requiere placas de acero para la placa de aleta, la placa de cortante, y posiblemente para placas de enchape de la zona de panel. Se han realizado en el pasado ensayos con placas fabricadas de aceros tanto ASTM A36/A36M como A572/A572M Grado 50 (Grado 345). Por lo tanto, la precalificación se extiende a ambos tipos de placas. El diseñador debe tener presente las potenciales dificultades con la selección de material para el diseño de la placa de aleta. La placa de aleta debe desarrollar la resistencia a fluencia a tracción sobre la sección bruta y la resistencia última a la rotura a tracción sobre la sección neta efectiva. El acero A36/A36M tiene una mayor diferencia entre el esfuerzo nominal a fluencia y la resistencia mínima a tracción, lo que puede simplificar el cumplimiento de este par de requisitos. Sin embargo, la variación en el esfuerzo de fluencia esperado es mayor para el acero A36/A36M, y por tal razón los cálculos de diseño podrán aproximarse con más precisión al desempeño real de la placa de aleta cuando se use acero A572/A572M.

Las soldaduras de la placa de aleta son soldaduras de taller, y están sujetas a una fluencia potencial secundaria causada por el endurecimiento por deformación en la ubicación de la fluencia principal en la viga. Como resultado, se requiere que las soldaduras sean soldaduras acanaladas de penetración completa (CJP) de demanda crítica. Si se usa respaldo, este se debe retirar, y se debe remover la raíz de la soldadura hasta encontrar metal sano y volver a soldar para asegurar que la soldadura pueda soportar la fluencia de la placa de aleta. Debido a que las soldaduras son soldaduras de taller, es posible una libertad considerable en la selección de los procesos de soldadura en la medida que la soldadura terminada alcance los requisitos para soldaduras de demanda crítica estipulados en las *Provisiones Sísmicas* del AISC. En los especímenes de prueba usados para precalificar esta conexión, se han usado soldaduras por electroescoria, soldaduras de arco con protección de gas y soldadura de arco con fundente en el núcleo.

La conexión a momento BFP impone demandas algo menos severas sobre la conexión del alma, comparada con la mayoría de las conexiones TR, debido a la flexibilidad algo mayor de la conexión de aleta empernada. Como resultado, la placa de cortante se puede soldar con soldaduras acanaladas CJP, soldaduras acanaladas PJP o soldaduras de filete.

Los pernos en la placa de aleta están limitados a dos hileras de pernos; y las perforaciones para los pernos deben ser hechas por taladrado o por sub-punzonado y ensanche. Estos requisitos reflejan los ensayos usados para precalificar la conexión a momento BFP, así como las limitaciones prácticas en el diseño de la conexión. La rotura por la sección neta es una posibilidad clara en la aleta de la viga y en las placas de aleta, y es muy difícil alcanzar el criterio de rotura por la sección neta si se usan más de dos hileras de pernos.

Una sola hilera de pernos causa una fuerte excentricidad en la conexión y podría conducir a una conexión excesivamente larga. No se permiten las perforaciones para pernos punzonadas debido a que el punzonado puede inducir rugosidad en la superficie de la perforación, lo que puede iniciar la rotura por la sección neta bajo altos esfuerzos de tracción. Como se indicó anteriormente, la conexión está precalificada solo para pernos A490/A490 M con la rosca excluida del plano de corte. El diámetro de los pernos está limitado a un máximo de 28.6 mm $\left(1\frac{1}{8} \text{ in.}\right)$ debido a que rara vez se

usan pernos de diámetros mayores y a que este diámetro de 28.6 mm ($1\frac{1}{8}$ in.) es el máximo que se ha utilizado en los ensayos pasados de conexiones BFP. El diámetro del perno debe ser seleccionado de manera que la resistencia a la rotura por el área neta sea mayor que la resistencia a la fluencia sobre el área bruta de la aleta.

En algunos ensayos pasados se incluyeron perforaciones agrandadas para pernos, considerando que dichas perforaciones facilitan el alineamiento de los pernos y el montaje de la conexión, con un buen desempeño de la conexión. Por otro lado, la viga debe ajustarse entre las dos placas de aleta soldadas considerando todas las tolerancias de laminado y fabricación. Como resultado, se pueden usar placas de relleno para simplificar el montaje al tiempo que se asegura un ajuste preciso de la conexión.

7.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

La conexión a momento BFP es un poco más compleja que otras conexiones, debido al mayor número de ubicaciones de fluencia y de modos de falla que se encuentran en esta conexión. El **Paso 1** de este procedimiento define el momento máximo esperado, M_{pr} , en los pernos de la placa de aleta más alejados de la cara de la columna. La aleta de la viga debe tener una resistencia a la rotura por la sección neta mayor que su resistencia a la fluencia, debido a que la fluencia a tracción de la aleta es un mecanismo dúctil y la rotura por la sección neta es una falla frágil. El **Paso 2** establece el diámetro máximo de perno que permite alcanzar este criterio balanceado. Si bien este es un requisito racional, se debe tener en cuenta que en ninguno de los ensayos pasados de conexiones BFP ha ocurrido la rotura de la sección neta de la aleta de la viga, lo que se explica porque el alma de la viga claramente reduce cualquier potencial de rotura de la aleta.

La resistencia a cortante de los pernos de la aleta es la menor resistencia permitida con base en el corte de los pernos con roscas excluidas del plano de corte, el aplastamiento de los pernos sobre la placa de aleta, el aplastamiento de los pernos sobre la aleta de la viga y las consideraciones de desgarramiento en bloque. El **Paso 3** aporta esta evaluación. El **Paso 4** es una evaluación aproximada del número de pernos necesarios para desarrollar el momento de la conexión BFP. El momento para los pernos es mayor que el M_{pr} debido a que el centroide del grupo de pernos está en una ubicación diferente a la de la articulación primaria. Sin embargo, este momento no podrá ser calculado de forma precisa hasta que se establezcan la geometría de la placa de aleta y el espaciamiento entre pernos. El factor de 1.25 se usa como un incremento empírico en el momento para tener un estimado inicial del número requerido de pernos. Los pernos se aprietan para cumplir los criterios de deslizamiento crítico, sin que la conexión sea de este tipo: los pernos se diseñan a aplastamiento.

Una vez que se establezca el número requerido de pernos, se pueden definir el espaciamiento entre pernos y un estimado inicial de la longitud de la placa de aleta. Esta geometría se ilustra y se resume en la Figura 7.1, y el **Paso 5** define las dimensiones críticas de esta geometría para las últimas verificaciones de diseño.

El **Paso 6** es similar a otros tipos de conexión en que la fuerza cortante en la articulación plástica se basa en el máximo cortante que se alcanza con los momentos máximos esperados en las articulaciones plásticas en ambos extremos de la viga más la cortante asociada con las cargas gravitacionales apropiadas sobre la viga.

El **Paso 7** usa la geometría establecida en el **Paso 5** y la máxima fuerza cortante establecida en el **Paso 6** para determinar el momento máximo esperado en la cara de la aleta de la columna, M_f . La máxima fuerza esperada en la placa de aleta, F_{pr} , se determina a partir del M_f en el **Paso 8**.

Los pernos de la placa de aleta no pueden estar sometidos a una fuerza de tracción mayor que F_{pr} , así que en el **Paso 9** se verifica el número real de pernos requeridos en la conexión. Si este número es mayor o menor que el estimado en el **Paso 4**, podrá ser necesario cambiar el número pernos y repetir los pasos 5 a 9 hasta que se alcance la convergencia.

En los **Pasos 10 y 11** se verifican el ancho y el espesor de la placa de aleta para asegurar que la resistencia a fluencia por tracción y la resistencia a rotura por tracción superen la fuerza a tracción máxima esperada en la aleta. En la verificación de la rotura por la sección neta del **Paso 11** se emplea el factor de resistencia no dúctil, mientras que en la verificación de la fluencia de la aleta del **Paso 10** se emplea el factor de resistencia dúctil; con esta verificación se permite también la fluencia limitada en la placa de aleta y se asegura la ductilidad de la conexión. En el **Paso 12** se verifica el desgarramiento en bloque del grupo de pernos en la placa de aleta y en el **Paso 13** se verifica el pandeo de la placa de aleta, cuando F_{pr} está en compresión. Tanto el desgarramiento en bloque como el pandeo de la placa de aleta son considerados como comportamientos no dúctiles.

El **Paso 14** es relativamente paralelo al **Paso 6** a excepción de que se establece la fuerza cortante en la viga en la cara de la columna, y esta fuerza cortante se usa para dimensionar y diseñar la conexión a cortante con placa simple en el **Paso 15**.

Las resistencias a cortante de las placas de continuidad y de la zona de panel se verifican en los **Pasos 16 y 17**, respectivamente. Estas verificaciones son comparables con aquellas usadas para otras conexiones precalificadas.

Como se anotó previamente, la conexión a momento BFP ha provisto una gran capacidad rotacional inelástica en las investigaciones pasadas. Esto se ha logrado manteniendo la fluencia primaria en la viga localizada en el extremo de la placa de aleta, lejos de la columna, y a través de fluencia secundaria en forma de fluencia por cortante en la zona de panel de la columna y fluencia a tracción en la placa de aleta. El deslizamiento de los pernos ocurre, pero no contribuye de gran manera a la ductilidad de la conexión. Este procedimiento de diseño, relativamente complejo, intenta lograr estos objetivos balanceando las resistencias para los diferentes mecanismos de fluencia y modos de falla en la conexión y empleando criterios algo más conservadores para los comportamientos frágiles que para los comportamientos dúctiles.

CAPÍTULO 8. CONEXIÓN A MOMENTO DE ALETAS NO REFORZADAS SOLDADAS-ALMA SOLDADA (WUF-W)

8.1 GENERALIDADES

La conexión a momento a momento de aleta no reforzada soldada-alma soldada (WUF-W) es una conexión a momento totalmente soldada, en la cual las aletas y el alma de la viga se sueldan directamente a la aleta de la columna. Un número de conexiones a momento soldadas que comenzaron a usarse después del sismo de Northridge de 1994, tales como la de sección de viga reducida y conexiones con refuerzo de la aleta de la viga, fueron diseñadas para alejar la articulación plástica de la cara de la columna. En el caso de la conexión a momento WUF-W, la articulación plástica no se aleja de la cara de la columna. En cambio, en esta conexión a momento WUF-W se emplean características de diseño y detallado que buscan permitir que la conexión satisfaga los criterios de desempeño para un PRM-DES sin que ocurra la fractura. Las características clave de la conexión a momento WUF-W con las que se busca controlar la fractura son las siguientes:

- Las aletas de la viga se sueldan a la aleta de la columna usando soldaduras acanaladas CJP que cumplen los requisitos para soldaduras de demanda crítica de las *Provisiones Sísmicas del AISC*, lo mismo que los requisitos para el tratamiento de los respaldos y las placas de extensión de las soldaduras y los requisitos de control de calidad y aseguramiento de la calidad de las soldaduras, tal como se especifican en el Capítulo 3.
- El alma de la viga se suelda directamente a la aleta de la columna usando una soldadura acanalada CJP que se extiende sobre toda la profundidad del alma, esto es, del agujero de acceso para soldadura superior al agujero de acceso para soldadura inferior. Esto se complementa con una conexión con placa simple, en la que una sola placa se suelda a la aleta de la columna y luego, con soldaduras de filete, al alma de la viga. De este modo, el alma de la viga queda unida a la aleta de la columna con una soldadura acanalada CJP y una conexión con placa simple soldada. La conexión con placa simple aporta rigidez a la conexión al alma de la viga, atrayendo los esfuerzos hacia la conexión del alma y alejándolos de las conexiones de las aletas de la viga a la aleta de la columna. La placa simple también funciona como respaldo para la soldadura acanalada CJP que conecta el alma de la viga a la aleta de la columna.
- En lugar de usar un detalle convencional como el que se especifica en la Sección J1.6 de la *Especificación AISC 360* (AISC, 2016b) para los agujeros de acceso para soldadura, se emplea un agujero de acceso para soldadura especial para aplicaciones sísmicas, con requisitos de tamaño, forma y acabado que reducen las concentraciones de esfuerzos en la zona alrededor del agujero de acceso detallado en el AWS D1.8/D1.8M (AWS, 2016).

La precalificación de la conexión a momento WUF-W se basa en los resultados de dos grandes programas de investigación y de ensayos. Ambos programas combinaron ensayos a gran escala con estudios extensivos de elementos finitos. Ambos se describen brevemente a continuación.

El primer programa de investigación sobre la conexión a momento WUF-W se realizó en la Universidad de Lehigh como parte del programa SAC-FEMA. Los resultados se reportaron en varias publicaciones (Ricles et al., 2000, 2002). Este programa de ensayos conformó la base de la

precalificación de la conexión a momento WUF-W en el FEMA 350 (FEMA, 2000e). Como parte del programa de Lehigh, se realizaron ensayos en especímenes tanto de tipo interior como de tipo exterior. Los especímenes exteriores consistieron en una viga unida a una columna. Los especímenes interiores consistieron en una columna con vigas unidas a ambas aletas. Uno de los especímenes interiores incluyó una losa de piso compuesta. Todos los especímenes usaron vigas W920×223 (W36×150). Se usaron tres dimensiones diferentes de columnas: W360×463, W360×592 y W690×384 (W14×311, W14×398 y W27×258). Todos los especímenes de conexiones a momento WUF-W ensayados en el programa de Lehigh cumplieron los criterios de rotación para conexiones de PRM-DES (± 0.04 rad de rotación total). La mayoría de los especímenes excedieron significativamente los criterios de calificación. Considerando que cada uno de los especímenes de tipo interior incluyó dos conexiones a momento WUF-W, se ensayaron exitosamente 12 conexiones a momento WUF-W en el programa Lehigh. Este programa de investigación incluyó amplios estudios de elementos finitos que apoyaron el desarrollo de los agujeros de acceso para soldadura especiales para aplicaciones sísmicas y de los detalles de la conexión del alma.

El segundo gran programa de investigación de la conexión a momento WUF-W se realizó en la Universidad de Minnesota. El propósito de este programa de investigación consistió en estudiar detalles alternativos para las placas de enchape, requisitos para las placas de continuidad y los efectos de una zona de panel débil. En todos los ensayos se usaron conexiones a momento WUF-W. Los resultados se reportaron en varias publicaciones (Lee et al., 2002, 2005a, 2005b). Seis especímenes del tipo interior fueron ensayados en el programa de Minnesota. En todos los especímenes se usaron vigas W610×140 (W24×94). Se usaron tres dimensiones de columnas: W360×421 (W14×283), W360×262 (W14×176) y W360×216 (W14×145). Todos los especímenes fueron diseñados con zonas de panel más débiles que las permitidas por las *Provisiones Sísmicas* del AISC. Dos de los especímenes de ensayo, el CR1 y el CR4, fueron soldados sin intención con un metal de soldadura de baja tenacidad. Esto resultó en una falla prematura de la soldadura en el espécimen CR4 (la falla ocurrió para una rotación alrededor de 0.015 rad). Con excepción del espécimen CR4, todos los especímenes alcanzaron una rotación total de ± 0.04 rad y soportaron múltiples ciclos de carga con ± 0.04 rad antes de la falla. Todos los especímenes exitosos presentaron una fluencia sustancial de la zona de panel debido al diseño débil de esta zona. Este programa de ensayo también fue respaldado por amplios estudios de elementos finitos.

Considerando los programas de investigación de la conexión a momento WUF-W tanto en Lehigh como en la Universidad de Minnesota, los especímenes de conexiones a momento WUF-W han mostrado un excelente desempeño en los ensayos. Solo se reportó un ensayo fallido, debido al uso no intencionado de un metal de soldadura de baja tenacidad para las soldaduras acanaladas CJP de la aleta de la viga (especimen CR4 de Minnesota). De todos los especímenes de conexión a momento WUF-W que mostraron un buen desempeño (alcanzaron rotaciones de al menos ± 0.04 rad), aproximadamente la mitad tenían zonas de panel más débiles que las permitidas por las *Provisiones Sísmicas* del AISC. La otra mitad cumplía los criterios de resistencia de zona de panel de las *Provisiones Sísmicas* del AISC. Esto sugiere que la conexión a momento WUF-W tiene un buen desempeño tanto para zonas de panel fuertes como para zonas de panel débiles; por lo tanto, la conexión no es muy sensible a la resistencia de la zona de panel.

La zona protegida para la conexión a momento WUF-W se define como la porción de la viga que se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia d desde la cara de la columna, donde d es el peralte de la viga. Los ensayos en los especímenes de conexión a momento WUF-W han mostrado que la fluencia en la viga se concentra cerca de la cara de la columna, pero se extiende en alguna medida sobre una longitud de la viga aproximadamente igual a su peralte.

8.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

La conexión a momento WUF-W se precalificó para vigas con un peralte hasta el de una W920 (W36), con un peso de hasta 223 kg/m (150 lb/ft) y con un espesor de aleta de viga de hasta 25.4 mm (1 in.). Esto, con base en que la W36×150 (W920×223) ha sido la viga de mayor peralte y más pesada ensayada con la conexión a momento WUF-W. La limitación del espesor de aleta de 25.4 mm (1 in.) representa una pequeña extrapolación del espesor de aleta de 23.9 mm (0.94 in.) para la W920×223 (W36×150). Se establecen también límites para la relación luz libre a peralte, con base en las relaciones correspondientes de las conexiones ensayadas y en el criterio del CPRP.

Los requisitos de arriostramiento lateral de la viga para la conexión a momento WUF-W son idénticos a los usados para la conexión a momento RBS. Los efectos del arriostramiento lateral de una viga en su desempeño bajo cargas cíclicas se han investigado con mayor amplitud en la conexión a momento RBS que para la conexión a momento WUF-W. Sin embargo, la información disponible para la conexión a momento WUF-W sugiere que las vigas son menos propensas a un pandeo lateral-torsional en comparación con las conexiones a momento RBS. En consecuencia, se cree que los requisitos de arriostramiento lateral establecidos para la conexión a momento RBS son satisfactorios, e incluso algo conservadores, para la conexión a momento WUF-W.

Las secciones de columna usadas en los especímenes de prueba de la conexión a momento WUF-W fueron secciones W360 (W14) y W690 (W27). Sin embargo, las limitaciones para las columnas en una conexión a momento WUF-W son casi las mismas que para la conexión a momento RBS, lo que incluye perfiles de aleta ancha hasta W920 (W36) y columnas de sección en cajón de hasta 610 mm por 610 mm (24 in. por 24 in.). Una cuestión primaria con respecto a columnas de peralte considerable en pórticos a momentos ha sido el potencial de torsión e inestabilidad de la columna inducidas por un pandeo lateral-torsional de la viga. Dado que las vigas con conexiones a momento WUF-W se consideran algo menos propensas al pandeo lateral-torsional que las vigas con conexiones a momento RBS, se consideró apropiado aplicar en la conexión a momento WUF-W las mismas limitaciones para las columnas establecidas en la conexión a momento RBS.

8.4 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ENTRE LOS PARÁMETROS DE LA COLUMNA Y DE LA VIGA

Los especímenes de prueba de la conexión a momento WUF-W han mostrado un buen desempeño con un rango de la resistencia a corte de la zona de panel que varía desde muy débil hasta muy fuerte. Los ensayos realizados en la Universidad de Minnesota (Lee et al., 2005b) mostraron un excelente desempeño en especímenes con zonas de panel sustancialmente más débiles que las requeridas por las *Provisiones Sísmicas del AISC*. Sin embargo, hay inquietudes en cuanto a que las zonas de panel muy débiles podrían contribuir a una fractura prematura de la conexión bajo algunas circunstancias, y se considera que se necesita más investigación antes de que se puedan precalificar diseños con

zonas de panel débiles. En consecuencia, para las conexiones a momento precalificadas WUF-W en PRM-DES se debe cumplir con la resistencia mínima requerida de la zona de panel según la Sección E3.6e de las *Provisiones Sísmicas del AISC*. Para sistemas PRM-DMO, las *Provisiones Sísmicas del AISC* no tienen requisitos especiales para la resistencia de la zona de panel más allá de lo estipulado en la *Especificación AISC 360*. Esto podría conducir a diseños en los cuales la acción inelástica se concentre dentro de la zona de panel. Como se describió anteriormente, con base en los ensayos exitosos sobre especímenes con conexiones a momento WUF-W con zonas de panel débil, esta condición no se considera como perjudicial para sistemas PRM-DMO.

8.4 SOLDADURAS DE LAS ALETAS DE LA VIGA A LA ALETA DE LA COLUMNA

Las soldaduras deben cumplir los requisitos para soldaduras de demanda crítica establecidos en las *Provisiones Sísmicas del AISC*, así como también el detallado y control de calidad y los requisitos de aseguramiento de calidad especificados en el Capítulo 3. Estos requisitos para las soldaduras de las aletas de la viga a la aleta de la columna reflejan las prácticas usadas en los especímenes de prueba que conformaron la base para la precalificación de la conexión a momento WUF-W y reflejan lo que se consideran las mejores prácticas para las soldaduras acanaladas de las aletas de la viga en aplicaciones en sistemas PRM-DES y PRM-DMO.

Una característica fundamental de la conexión a momento WUF-W es el uso de un diseño especial para el agujero de acceso para soldadura. El agujero de acceso para soldadura de diseño especial para aplicaciones sísmicas tiene requisitos específicos en su tamaño, forma y acabado. Este agujero de acceso fue desarrollado en investigaciones para la conexión a momento WUF-W (Ricles et al., 2000, 2002) y tiene como objetivo reducir las concentraciones de esfuerzos introducidas por la presencia de dicho agujero. El tamaño, la forma y los requisitos de acabado para el agujero de acceso de diseño especial se especifican en la Sección 6.11.1.2 del AWS D1.8/D1.8M (AWS, 2016).

8.5 LÍMITES PARA LA CONEXIÓN DEL ALMA DE LA VIGA A LA COLUMNA

El alma de la viga se conecta a la aleta de la columna con una soldadura acanalada CJP que se extiende sobre toda la profundidad del alma (desde un agujero de acceso para soldadura hasta el otro), con una placa simple que sirve como respaldo. La placa simple se suelda con filete al alma de la viga y se suelda también a la aleta de la columna. Véase el detalle en la Figura 8.2. Se considera que el uso de la soldadura acanalada CJP en combinación con la placa simple soldada con filete incrementa la rigidez la conexión de alma de la viga. La conexión del alma de la viga, con mayor rigidez, sirve para atraer los esfuerzos lejos de las aletas de la viga y de esta manera reducir la demanda sobre las soldaduras acanaladas de las aletas de la viga.

La mayoría de los detalles de la conexión del alma de la viga a la columna están totalmente especificados en la Sección 8.6; por consiguiente, se necesitan pocos cálculos de diseño para esta conexión. Una excepción a esto es la conexión de la placa simple a la columna. Esta conexión debe desarrollar la resistencia a cortante de la placa simple, tal como se especifica en la Sección 8.6(2). Esto se puede lograr usando soldaduras acanaladas CJP, soldaduras acanaladas PJP, soldaduras de filete o una combinación de estas soldaduras. La escogencia de estas soldaduras se deja a criterio del diseñador. Los diseñadores deben considerar los siguientes aspectos al desarrollar la conexión entre la placa simple y la aleta de la columna:

- Se debe evitar el uso de una soldadura de filete por un solo lado entre la placa simple y la aleta de la columna. En caso de que la placa simple se cargue o golpee accidentalmente durante el montaje, en dirección normal a su plano, la soldadura de filete se podrá romper y generar inconvenientes de seguridad durante el montaje.
- El extremo del alma de la viga debe quedar retrasado de la cara de la aleta de la columna una cantidad específica con el fin de acomodar los requisitos dimensionales de la abertura de la raíz de la soldadura CJP del alma. En consecuencia, la soldadura de la placa simple a la columna que queda ubicada en la abertura de la raíz de la soldadura CJP del alma debe ser lo suficientemente pequeña para ajustarse en esa abertura de raíz especificada. Por ejemplo, si la soldadura acanalada CJP se detalla con una abertura de raíz de 6 mm ($\frac{1}{4}$ in.), una soldadura de filete entre la placa simple y la aleta de la columna mayor de 6 mm ($\frac{1}{4}$ in.) hará que la raíz de la soldadura acanalada CJP exceda dicha abertura especificada.
- La ubicación de la soldadura acanalada CJP que conecta el alma de la viga a la aleta de la columna probablemente resultará en que el metal de esta soldadura se entremezcle con el de la soldadura que une la placa simple a la aleta de la columna. Se deben seguir en este caso los requisitos para entremezclas de metales de aporte especificados en la AWS D1.8/D1.8M (AWS, 2016).

La soldadura acanalada CJP que conecta el alma de la viga a la aleta de la columna debe cumplir los requisitos de soldaduras de demanda crítica. Nótese que se permite, pero no se requiere, el uso de placas de extensión en los extremos superior e inferior de la soldadura. Cuando se usen, las placas de extensión deberán removerse, después de ejecutada la soldadura, de acuerdo a los requisitos de la Sección 3.4. Cuando no se usen placas de extensión, la soldadura acanalada CJP se deberá terminar de una forma tal que se minimicen las muescas y concentraciones de esfuerzos, por ejemplo, usando terminaciones de soldadura en cascada.

La soldadura de filete que conecta el alma de la viga a la placa simple se deberá terminar a una pequeña distancia desde el agujero de acceso para soldadura, tal como se muestra en la Figura 8.3. Esto se hace con el objeto de evitar la introducción de muescas en el borde del agujero de acceso para soldadura.

8.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

En las Secciones 8.5 y 8.6 se describen completamente muchos de los detalles de la conexión entre la viga y la aleta de la columna para la conexión a momento WUF-W. En consecuencia, el procedimiento de diseño para la conexión a momento WUF-W involucra en gran medida verificaciones típicas de las placas de continuidad, la resistencia a cortante de la zona de panel, la relación entre los momentos en la columna y en la viga y la resistencia a cortante de la viga.

Con la conexión a momento WUF-W, la fluencia de la viga (esto es, la formación de la articulación plástica) ocurre sobre la porción de la viga que se extiende a una distancia de aproximadamente un peralte de la viga desde la cara de la columna. A efectos de este procedimiento de diseño, la articulación plástica se considera ubicada en la cara de la columna. Esto es, $S_h = 0$ para la conexión a momento WUF-W. Se debe tener en cuenta que la ubicación de la articulación plástica, a efectos de cálculos de diseño, es algo arbitraria debido a que la articulación plástica no ocurre en un solo punto, sino que se extiende sobre una longitud específica de la viga. Se toma $S_h = 0$ para simplificar

los cálculos de diseño. El valor de C_{pr} se calibró de manera que, cuando se use con $S_h = 0$, el momento calculado en la cara de la columna refleje los valores medidos en los experimentos. Nótese que el momento en la viga en la cara de la columna es el parámetro clave en la verificación de la resistencia de la zona de panel, la relación entre los momentos en la columna y en la viga y la resistencia a cortante de la viga.

El valor de C_{pr} para la conexión a momento WUF-W se especifica como 1.4, con base en la evaluación de los datos experimentales. Ensayos de conexiones a momento WUF-W con zonas de panel fuertes (Ricles et al., 2000) mostraron momentos máximos en las vigas, medidos en la cara de la columna, tan altos como $1.49M_p$, donde M_p se fundamentó en los valores medidos de F_y . El momento máximo promedio en la viga en la cara de la columna fue $1.33M_p$. En consecuencia, el endurecimiento por deformación en una viga con una conexión a momento WUF-W es bastante grande. El valor de C_{pr} de 1.4 se escogió para reflejar este alto grado de endurecimiento por deformación. Al combinar el valor de $C_{pr} = 1.4$ con el de $S_h = 0$ resulta un momento en la cara de la columna, $M_f = M_{pr} = 1.4R_yF_yZ$, que refleja razonablemente los momentos máximos en la cara de la columna medidos en los experimentos.

CAPÍTULO 13. CONEXIÓN A MOMENTO DOBLE T

13.1 GENERALIDADES

Las disposiciones para las conexiones Doble T fueron escritas principalmente con base en los ensayos realizados en el Georgia Institute of Technology. En la serie de seis ensayos de la conexión, usaron columnas W360×216 (W14×145) y vigas W530×66 (W21×44) o W610×82 (W24×55) (Swanson, 1999). Los ensayos se resumen en la Tabla C-13.1. Esta serie de seis ensayos con montajes a escala real fueron complementados por una serie de 48 ensayos en elementos en T realizados en el Georgia Institute of Technology (Swanson, 1999; Swanson y León, 2000). Ninguna de las configuraciones de ensayos incluyó una losa de concreto, y todas las configuraciones ensayadas incluyeron una conexión a cortante con placa simple entre el alma de la viga y la aleta de la columna.

Tabla C-13.1 Resumen de los ensayos de precalificación en conexiones Doble T

Ensayo	Viga	Columna	Elemento en T	Pernos
FS-03	W21×44	W14×145	W16×45	$\frac{7}{8}$ in. A490
FS-04	W21×44	W14×145	W16×45	1 in. A490
FS-05	W24×55	W14×145*	W16×100	$\frac{7}{8}$ in. A490
FS-06	W24×55	W14×145*	W16×100	1 in. A490
FS-07	W24×55	W14×145*	W21×93	$\frac{7}{8}$ in. A490
FS-08	W24×55	W14×145*	W21×93	1 in. A490
* La columna fue rigidizada con placas de continuidad y de enchape				

También se consideraron en el desarrollo de estas disposiciones para conexiones Doble T los trabajos de investigación realizados en la University of Wyoming (McManus y Pucket, 2010). Los ensayos asociados con este programa incluyeron 22 ensayos de elementos en T con gramiles muy amplios entre las dos hileras de pernos que conectan la aleta de la T a la aleta de la columna y de elementos en T con placas de relleno muy gruesas entre la aleta de la T y la aleta de la columna. Estas placas de relleno se dispusieron para proveer una separación entre la aleta de la T y la aleta de la columna de tal forma que la flexión inelástica de la aleta del elemento en T pudiera ocurrir no solo cuando el elemento en T estuviera sujeto a tracción sino también cuando estuviera sujeto a compresión.

Igualmente se consideraron en el desarrollo de estas disposiciones los trabajos de investigación realizados en la University of Cincinnati sobre elementos en T ensamblados a partir de placas más gruesas (Hantouche et al., 2013; Hantouche et al., 2015). El objeto de este trabajo era avalar el uso de elementos ensamblados en T en conexiones Doble T. Sin embargo, debido a que los ensayos realizados en la University of Cincinnati no incluyeron montajes a escala real, el CPRP decidió no permitir elementos en T ensamblados en esta edición de la norma.

Una serie de cinco especímenes de prueba viga-columna a escala real fueron ensayados en la University of Texas en Austin en 1996 (Ulloa Barbaran, 1996; Larson, 1996). Estos especímenes de prueba consistieron en vigas en voladizo W920×223 (W36×150) conectadas a columnas doblemente

articuladas W360×634 (W14×426) usando una placa a cortante para resistir la cortante y, en la mayoría de los casos, elementos en T totalmente empernados para soportar el momento. El primer espécimen fue diseñado con una conexión a cortante únicamente –con una placa a cortante, pero sin elementos en T – para investigar la contribución de la placa a cortante y del alma de la viga a la resistencia a momento de la conexión. Los especímenes segundo y tercero fueron diseñados con placa a cortante y elementos en T, pero con los elementos en T configurados para aportar solo una conexión de viga de resistencia parcial. Los especímenes cuarto y quinto fueron igualmente diseñados con placa de cortante y elementos en T, con los elementos en T proporcionados para transmitir a la columna el 100% del momento de la viga en el caso del cuarto espécimen, y el 125% del momento plástico de la viga en el caso del quinto espécimen (Ulloa Barbaran, 1996). Las conexiones se cargaron aplicando un desplazamiento al extremo de la viga en voladizo. Los especímenes cuarto y quinto son más relevantes al tópico de precalificación de conexiones Doble T. El cuarto espécimen falló cuando ocurrió la rotura de los pernos que conectaban los elementos en T a la aleta de columna. Al desmontar la conexión, se notaron pequeñas fracturas cerca de las perforaciones de los pernos en la aleta de la viga. El ensayo del quinto espécimen se detuvo cuando se observó una fractura en la aleta de la viga. Ninguno de los especímenes tuvo un desempeño adecuado que permitiera considerar su uso en sistemas PRM-DES o PRM-DMO.

Se consideraron también las investigaciones en conexiones de placas empernadas a las aletas (BFP) realizadas en la University of Illinois (Schneider y Teeraparbong, 2002) y en la University of California en San Diego (Sato et al., 2007) debido a que la conexión de la placa a la aleta de la viga en una conexión BFP es casi idéntica a la conexión del alma del elemento en T a la aleta de la viga en una conexión Doble T.

13.2 SISTEMAS

Ninguna de las configuraciones ensayadas incluyó una losa de concreto; por consiguiente, la losa debe ser aislada de la columna para evitar que durante un evento sísmico se desarrolle un mecanismo imprevisto y no probado en la conexión en su condición real. Además, no se incluyeron conectores de cortante en la configuración ensayada; por lo tanto, no se deben usar conectores de cortante en las conexiones construidas en su condición real, lo que es una decisión conservadora pero consistente dirigida a prevenir el inicio de fracturas potenciales en las soldaduras de los conectores tipo espigo en regiones que se espera soporten deformaciones inelásticas significativas. El tramo comprendido entre la cara de la columna y un punto a una distancia igual a un peralte de la viga más allá de los pernos a cortante más alejados de la columna puede tener una longitud considerable, por lo que el requisito de que se omitan los conectores en esta región podría generar dificultades para sistemas de viga compuesta. Sin embargo, este requisito se considera necesario para preservar el desempeño previsto de la conexión. Se especula que los pernos y tuercas que conectan la aleta de la viga al alma de la T (los pernos a cortante) transferirán algún cortante entre el acero y el concreto sin comprometer el desempeño sísmico de la conexión.

Las conexiones Doble T ensayadas en Georgia Tech variaron, según sus rigidices, entre unas claramente identificadas como conexiones totalmente restringidas (TR) y otras con un comportamiento cercano al de conexiones parcialmente restringida (PR). Las *Provisiones Sísmicas* del AISC permiten explícitamente el uso de conexiones PR en PRM-DMI, pero no dicen nada acerca

del uso de conexiones PR en sistemas PRM-DMO y PRM-DES. Esta norma excluye el uso de conexiones Doble T parcialmente restringidas hasta que este asunto pueda ser considerado con más detalle. El Paso 13 del procedimiento de diseño de conexiones Doble T incluye una verificación de la rigidez de la conexión para asegurar que satisface el criterio de TR.

13.3 LÍMITES DE LA PRECALIFICACIÓN

Los límites de la precalificación para la viga se basan en las configuraciones ensayadas exitosamente en Georgia Tech. Las limitaciones para la columna se fundamentan en las limitaciones para otros tipos de conexiones precalificadas.

13.5 DETALLADO DE LA CONEXIÓN

1. Especificación de materiales para el elemento en T

Los elementos en T ensayados en Georgia Tech fueron cortados de perfiles laminados W tanto de acero ASTM A572 Grado 60 como de acero de calidad dual ASTM A36/A572 Grado 50. En todos los casos, las resistencias a fluencia y a tracción del acero empleado para los elementos en T fueron consistentes con las de un material ASTM A572 Grado 50 (345) o ASTM A992/A992M. Los detalles están disponibles en Swanson (1999).

2. Placas de continuidad

Todos los experimentos en los cuales se fundamentan estas disposiciones fueron realizados usando placas de continuidad. Como resultado, se requieren placas de continuidad en las conexiones precalificadas Doble T. Las placas de continuidad deben controlar la flexión de la aleta de columna lo que podría resultar en fuerzas por efecto de palanca en la aleta de la columna en los pernos a tracción ubicados entre la aleta de la T y la aleta de la columna. Mientras que el efecto de palanca en la aleta de la T se considera explícitamente en el procedimiento de diseño, no ocurre lo mismo con el efecto de palanca en la aleta de la columna. Además, cuando se usan dos hileras de cuatro pernos a tracción, se especula que la ausencia de placas de continuidad podría resultar en flexión de la aleta de la columna lo cual produciría fuerzas más grandes en los pernos a tracción interiores que en los pernos a tracción exteriores. Se requiere más investigación antes de que se pueda flexibilizar el requisito de incluir placas de continuidad.

4. Pernos

En todos los ensayos usados como base para la precalificación se emplearon dos elementos en T idénticos y patrones de pernos dispuestos simétricamente respecto a los ejes de la viga y de la columna (con la excepción de los pernos del alma, los cuales están ligeramente descentrados respecto al plano del alma de la viga y del alma de la columna). Además, en todos los ensayos de precalificación se usaron dos hileras de pernos entre el alma de la T y la aleta de la viga y entre la aleta de la T y la aleta de la columna. Permanecen aún sin resolver importantes cuestiones relacionadas con definir si unas hileras adicionales de pernos entre la aleta de la T y la aleta de la columna participarían en resistir las cargas sin recurrir al uso de rigidizadores en el elemento en T.

En todos los seis montajes a escala real ensayados en Georgia Tech se usaron pernos ASTM F3125 Grado A490, pero en algunos ensayos de elementos en T se usaron pernos ASTM F3125

Grado A325. Como resultado, se permite el uso de pernos Grado A325, A325M, A490 o A490M, o sus equivalentes de tensión controlada, en las conexiones Doble T. Aunque en todas las configuraciones ensayadas se usó el mismo diámetro y grado de los pernos en toda la conexión, no se tiene como requisito que todos los pernos en una conexión precalificada sean del mismo diámetro o grado. Aunque probablemente todos los pernos serán Grado A490 o A490M, se pueden tener algunas ventajas al usar pernos a tracción de mayor diámetro entre la aleta de la T y la aleta de la columna y pernos a cortante de menor diámetro entre el alma de la T y la aleta de la viga.

No se permite el uso de perforaciones agrandadas en la aleta de la viga, porque si se usan es difícil alcanzar una capacidad a momento adecuada en la viga en la hilera de pernos a cortante más alejada de la cara de la columna.

De los 22 ensayos realizados en la Universidad de Wyoming, 18 especímenes fallaron por fractura en la aleta del elemento en T. De los 60 especímenes de elementos en T ensayados en Georgia Tech (incluyendo los 12 elementos en T de los especímenes de los ensayos a escala real), no se observaron fracturas en las aletas. Un análisis de los 82 experimentos reveló que los elementos en T que fallaron por un mecanismo de fractura de la aleta tenían todos una relación mayor que 10 entre el gramil entre pernos y el espesor de la aleta ($\frac{g_{tb}}{t_{ft}}$). No se encontraron fracturas de la aleta en elementos en T con una relación $\frac{g_{tb}}{t_{ft}}$ menor de 9. Después de revisar la información, el CPRP decidió limitar la relación $\frac{g_{tb}}{t_{ft}}$ a un valor no mayor de 7, el cual incluye a todos los componentes ensayados en Georgia Tech.

Se requiere que todos los pernos se instalen como pernos pretensionados y que las superficies de contacto se preparen como para conexiones de deslizamiento crítico. Sin embargo, el objeto no es que las conexiones se diseñen como de deslizamiento crítico. Con la pretensión y la preparación de las superficies de contacto se busca tener un nivel razonable de fricción para prevenir el deslizamiento ante las cargas de servicio y proveer una resistencia al deslizamiento que propicie la disipación de energía bajo cargas de diseño. No se considera deseable evitar el deslizamiento bajo cargas de diseño debido a que esto podría limitar la acción de un mecanismo robusto de disipación de energía en la conexión.

5. Calzas para elementos en T

El espesor de las calzas entre la aleta de la T y la aleta de la columna se limita a un máximo de 6.4 mm (¼ in.) con el fin de excluir el uso de calzas que tendrían una configuración similar a la usada en los experimentos de la Universidad de Wyoming, en donde se permitió que las aletas de los elementos en T se flexionaran tanto cuando el elemento estaba en tracción como cuando estaba en compresión. Además, se recomienda el uso de calzas que se extiendan a todo lo largo y ancho de la aleta de la T.

13.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Paso 1. La determinación del momento máximo probable es consistente con otras conexiones a momentos precalificadas, tales como la conexión de placas empernadas a las aletas, con base en el C_{pr} , el cual se describió en la Sección 2.4.3.

Paso 2. Se determina el diámetro máximo de los pernos a cortante, tal que permita que se desarrolle el momento plástico completo de la viga en la ubicación de los pernos a cortante más alejados de la cara de la columna, al tiempo que se descarta una rotura por la sección neta de la aleta de la viga en tracción. El modelo subyacente en la conexión Doble T se diferencia de los modelos de la conexión de placas empernadas a las aletas y de la conexión Kaiser Bolted Bracket. El modelo subyacente en estos dos últimos tipos de conexión es el mismo que aparece en la Sección F13 de la *Especificación para edificaciones de acero estructural del AISC* (AISC, 2016b), el cual compara la resistencia a fluencia por la sección bruta de la aleta con la resistencia a la rotura por la sección neta de la aleta. En la misma Sección F13 de la *Especificación AISC 360* se proporciona un método para reducir la resistencia disponible a flexión de la viga cuando se encuentre que la resistencia a la rotura por la sección neta es el estado límite que prima. En las conexiones de placas empernadas a las aletas y tipo Kaiser Bolted Bracket no es aceptable una resistencia a momento menor que el momento plástico total, de manera que las verificaciones análogas en estos procedimientos de diseño se reformulan para determinar el diámetro máximo de los pernos al tiempo que se asegura que no se requiere una reducción de la resistencia. Para la verificación del Paso 2 del procedimiento de diseño de la conexión Doble T, se compara la fluencia del área bruta con la rotura por la sección neta, pero la comparación se hace sobre la capacidad plástica a flexión en lugar de hacerla sobre la sección axial de la aleta a tracción. De nuevo aquí, no es aceptable una resistencia a flexión menor que el momento plástico total, así que no se consideró ninguna disposición para calcular una resistencia reducida cuando prime la resistencia a la rotura por el área neta.

Las verificaciones previamente descritas se establecen bajo la suposición de que hay dos pernos en perforaciones estándar en la aleta a tracción de la viga. La diferencia entre los fundamentos de los procedimientos de diseño de la conexión de placas empernadas a las aletas y de la conexión Doble T surge de observaciones experimentales en Georgia Tech según las cuales las vigas que no cumplían la verificación de diseño de la Sección F13 de la *Especificación AISC 360* – y tenían así pernos de diámetros mayores que los permitidos en el procedimiento de diseño de la placa empernada a la aleta – eran todavía capaces de desarrollar su momento plástico total en la sección neta crítica, calculado usando los esfuerzos de fluencia medidos. Con base en esta observación, se consideró que la aplicación de una versión de la verificación de la sección neta de la viga era muy conservadora para las placas empernadas a las aletas, y, por consiguiente, se introdujo la versión de la verificación de una conexión Doble T. Una discusión completa de este tema es aportada por Swanson (2016).

En caso de que no se satisfaga la verificación de la Ecuación 13.6-2 (p. ej., cuando se requiera un diámetro de perno más grande), se podría suministrar un refuerzo de la viga. Sin embargo, se debe notar que ninguno de los experimentos en los cuales se fundamentan estas disposiciones incluyó algún refuerzo de las aletas de la viga en la sección neta crítica. Por consiguiente, el uso de

refuerzo de la aleta de la viga no está dentro del alcance del procedimiento de diseño de esta conexión precalificada.

La verificación se puede hacer para una sección en la que se supone que hay perforaciones tanto en la aleta a tracción como en la aleta a compresión de la viga, lo cual es más sencillo como se muestra en la Ecuación 13.6-3, o se puede suponer que solo las perforaciones a tracción son críticas, lo cual es más complicado, pero permite el uso de pernos de diámetros un poco más grandes.

Paso 3. El corte de los pernos será el estado límite que prime en la mayoría de los casos, usando espaciamientos entre pernos y distancias de extremo típicas. La resistencia al aplastamiento y el desgarramiento en el alma del elemento en T y en la aleta de viga se verificarán en el **Paso 18**, después de que se hayan determinado otras dimensiones de la conexión. En esta etapa se puede realizar un cálculo simple para determinar el espaciamiento entre pernos y las distancias de extremo que garanticen que primará el corte del perno, lo cual permitirá usar la máxima resistencia de los pernos a cortante.

Paso 4. La Ecuación 13.6-5 se usa para estimar el número de pernos a cortante que se requieren para conectar el alma de la T a la aleta de la viga. La cantidad $1.25M_{pr}$ en el numerador está allí como una estimación preliminar del momento en la cara de la columna, M_f , el cual solo se podrá determinar cuando se conozca el número de pernos a cortante.

Paso 5. En este paso se determina la ubicación de la articulación plástica respecto a la cara de la columna. Esto se basa en el espaciamiento y la distancia al extremo de los pernos a cortante y en la distancia de retraso del extremo de la viga respecto a la cara de la columna, la cual, para dejar espacio para las aletas de los elementos en T entre el extremo de la viga y la cara de la columna, será mucho mayor que la distancia de 12 mm ($\frac{1}{2}$ in.) típicamente usada para conexiones de placas empernadas a las aletas y conexiones a cortante simple.

Paso 6. El cálculo de la fuerza cortante en la articulación plástica es consistente con las *Provisiones Sísmicas* del AISC. La fuerza cortante requerida para desarrollar un mecanismo plástico total en la viga se basa en el efecto de las cargas sísmicas limitado por capacidad, E_{cl} , tal como se muestra en la Ecuación E1-1 de las *Provisiones Sísmicas* del AISC, combinado con cargas gravitacionales, como se indica.

Paso 7. El momento en la cara de la columna se determina adicionando el momento máximo probable en la articulación plástica, M_{pr} , al momento generado por la fuerza cortante en la articulación plástica actuando sobre la distancia S_h .

Paso 8. La fuerza de aleta máxima probable se determina dividiendo el momento en la cara de la columna, M_f , por la distancia entre las líneas medias de las almas de los elementos en T superior e inferior. Debido a que a este punto aún no se ha determinado el espesor de las almas de los elementos en T, esta distancia se estima como $1.05d_b$. La fuerza esperada en la aleta se calculará

usando la distancia real entre las almas de los elementos en T en el Paso 14, luego de que se conozca el espesor real del alma.

Paso 9. El tamaño del alma del elemento en T se determina con base en la fluencia sobre el área bruta y la rotura sobre el área neta a tracción, y en la fluencia sobre el área bruta o el pandeo a compresión. La sección bruta del alma del elemento en T en la primera hilera de pernos a cortante estará determinada por el ancho del elemento en T y el espesor de su alma. El ancho del elemento en T será determinado por el espaciamiento de los pernos entre la aleta del elemento en T y la aleta de la columna. Como regla general, suponga que el elemento en T será ligeramente más estrecho que el ancho de la aleta de la columna. Se usa el menor entre el ancho real del elemento en T y el ancho Whitmore para calcular las propiedades de la sección. Si el alma del elemento en T es constante, el ancho real es simplemente el ancho del elemento en T, W_T . Si el alma del elemento en T se reduce gradualmente, entonces el ancho real dependerá de la geometría de la reducción.

Generalmente se pueden usar para los pernos a cortante los gramiles típicos para secciones de viga publicados en el *Manual de Construcción con Acero* del AISC. En algunos casos, puede resultar ventajoso usar un gramil mayor, siempre y cuando se cumplan los requisitos de distancia de borde, lo cual aumentará el ancho Whitmore del alma y dejará más espacio para la instalación y el apriete, pero puede reducir la resistencia a desgarramiento en bloque de la aleta de la viga. La resistencia del alma del elemento en T se vuelve a verificar en el **Paso 16** después de que se seleccione la sección de la que se cortarán los elementos en T (**Paso 12**).

Paso 10. La Ecuación 13.6-16 proporciona un límite inferior estimado del diámetro requerido de los pernos a tracción, con base en la suposición que no hay efecto de palanca en la aleta del elemento en T. Se podrían requerir pernos más grandes dependiendo del nivel de efecto de palanca presente en la aleta del elemento en T y podría ser deseable permitir que se forme un mecanismo de efecto de palanca dúctil en la aleta del elemento en T (Swanson, 2002).

Paso 11. Las disposiciones de este paso se basan en el modelo de efecto de palanca desarrollado por Swanson (Swanson, 2002). La resistencia de los pernos a tracción y de la aleta del elemento en T se confirmarán en el **Paso 17** luego de que el **Paso 12** se hayan determinado las dimensiones finales del elemento en T. En general, desde el punto de vista de la resistencia es deseable el gramil más pequeño posible para los pernos a tracción; sin embargo, gramiles mayores pueden aportar una ductilidad adicional en la aleta del elemento en T a expensas de mayores fuerzas por efecto de palanca. El gramil de los pernos a tracción estará determinado por los espacios requeridos, para su instalación y apriete, respecto a la aleta de la viga, el alma del elemento en T y los pernos a cortante. Se debe tener cuidado en asegurar que entre los elementos en T superior e inferior haya suficiente espacio para la placa a cortante.

El espesor de la aleta del elemento en T es también un parámetro crítico e influencia la resistencia del elemento en T en gran medida. En la Figura C.13-1 se muestra una envolvente de la solución para un elemento en T típico, que es el resultado de graficar la capacidad de la aleta del elemento en T en función del espesor de la aleta. La línea gruesa OABC define la capacidad de la aleta y

de los pernos a tracción, y la región bajo esta línea representa un diseño adecuado. El segmento OA define la resistencia del mecanismo de aleta y se calcula como ϕT_1 usando la Ecuación 13.6-46. El segmento AB, calculado como ϕT_2 usando la Ecuación 13.6-47, se define como un modo de falla combinado pues se espera que haya tanto fluencia de la aleta del elemento en T como falla de los pernos. El segmento BC representa la resistencia convencional de los pernos sin efecto de palanca y se calcula como ϕT_3 usando la Ecuación 13.6-48. Generalmente se considera que el punto A de la gráfica representa una falla balanceada debido a que la resistencia total de la aleta se alcanza al mismo tiempo que las fuerzas en los pernos, incluyendo el efecto de palanca, se vuelven críticas. El espesor de aleta asociado con el punto B se define frecuentemente como el espesor crítico, $t_{ft,crit}$, debido que un elemento en T con un espesor de aleta mayor que este tendrá un efecto de palanca despreciable y desarrollará la resistencia total a tracción de los pernos.

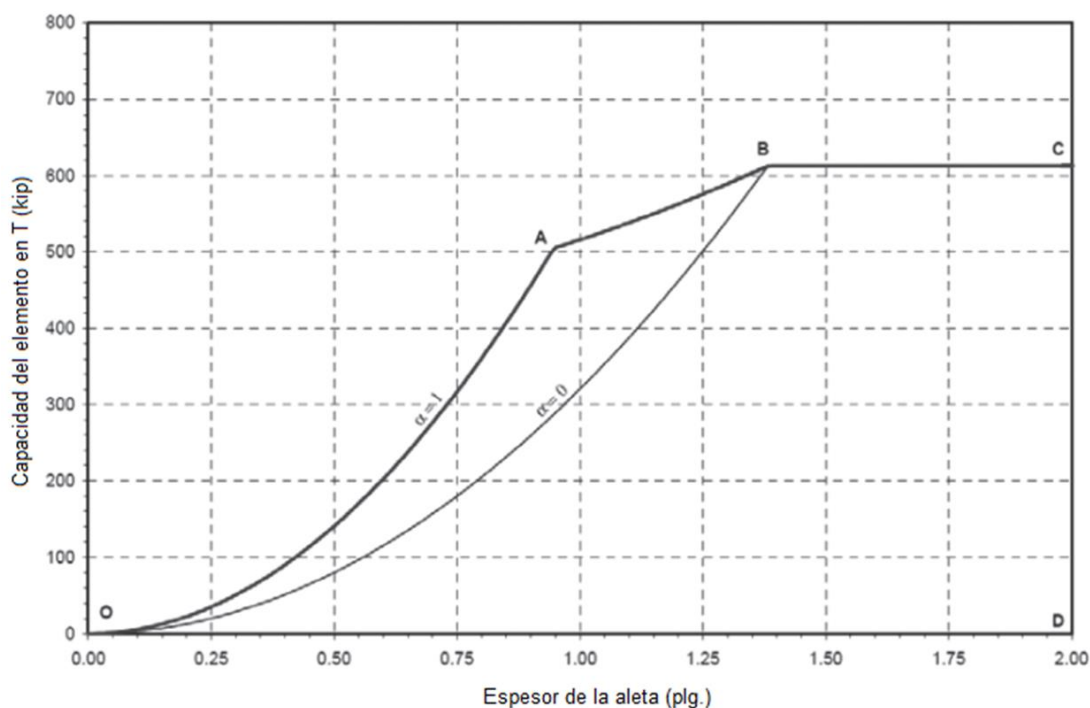


Fig. C-13.1 Relación entre la capacidad del elemento en T y el espesor de la aleta

El diámetro inicial de los pernos a tracción determinado en el **Paso 10** usando la Ecuación 13.6-16 resulta de hacer ϕT_3 igual a $\frac{F_{pr}}{n_{tb}}$ y resolver para d_{tb} . El espesor inicial de la aleta determinado en el **Paso 11** usando la Ecuación 13.6-21 corresponde al segmento AB de la Figura C-13.1 y se encuentra haciendo ϕT_2 igual a $\frac{F_{pr}}{n_{tb}}$ y resolviendo para t_{ft} . El espesor de la aleta asociado con una falla balanceada, punto A en la Figura C-13.1, se puede hallar haciendo ϕT_1 igual a ϕT_2 y resolviendo para t_{ft} , tal como se muestra en la Ecuación 13.6-25. Para aletas más delgadas que el espesor dado en la Ecuación 13.6-25, la resistencia estará controlada por un mecanismo plástico

en la aleta. El espesor de aleta crítico asociado con el punto B de la Figura C-13.1 puede hallarse haciendo la resistencia de la aleta para un modo combinado de falla, ϕT_2 , igual a la resistencia de la aleta en ausencia de efecto de palanca, ϕT_3 , y resolviendo para t_{ft} , tal como se muestra en la Ecuación 13.6-26.

La dimensión a se estima en el **Paso 11** como se muestra en la Ecuación 13.6-18. Después de que en el **Paso 12** se determinen las dimensiones finales del elemento en T, se vuelven a verificar en el Paso 17 las resistencias de la aleta del elemento en T y de los pernos a tracción, usando un valor diferente de a tal como se calcula en la Ecuación 13.6-52. Al momento de determinar el gramil de los pernos a tracción, g_{tb} , se deben considerar los espacios para instalación y apriete de los pernos a tracción, particularmente del lado del alma del elemento en T adyacente a la viga, donde la aleta de la viga puede interferir con el apriete de los pernos a tracción. El uso de un gramil menor para los pernos a tracción reduce las fuerzas por efecto de palanca en los pernos, pero si el gramil es muy pequeño, puede ser muy difícil, si no imposible, el pretensionamiento de los pernos a tracción.

Paso 12. Seleccione un perfil W del cual se puedan cortar los elementos en T. El peralte del perfil W deberá ser lo suficientemente grande para acomodar la distancia desde la cara de la columna hasta el extremo del alma del elemento en T, igual a S_h más la distancia de extremo de los pernos a cortante en dicha alma. Los espesores del alma y de la aleta del perfil W deberán ser lo suficientemente grandes para acomodar los valores de t_{st} y t_{ft} calculados en los **Pasos 9 y 11**, respectivamente. Finalmente, el ancho de aleta del perfil W debe ser lo suficientemente grande para acomodar el gramil de los pernos a tracción y la distancia a borde requerida.

Paso 13. La rigidez inicial de la conexión se calcula con base en el modelo de rigidez propuesto por Swanson (1999) y se compara con la rigidez mínima de $18EI/L$ requerida para una conexión TR. Se espera que la mayoría de las conexiones diseñadas con base en el desarrollo del momento plástico total de la viga serán lo suficientemente robustas para calificar como TR. Aun así, esta verificación se requiere para la conexión Doble T.

Paso 14. Luego de que se determinan las dimensiones finales de los elementos en T y de la conexión, se calcula la fuerza esperada en la aleta, F_f , con base en las dimensiones reales en lugar de las dimensiones estimadas.

Paso 15. Luego de que se ha determinado la fuerza esperada en la aleta, F_f , y de que se conocen las dimensiones reales de la conexión, se verifica la resistencia de los pernos a cortante para asegurarse de que sean los adecuados.

Paso 16. Luego de que se ha determinado la fuerza esperada en la aleta, F_f , y se conocen las dimensiones reales de la conexión, se verifica la resistencia del alma del elemento en T para asegurar que sea adecuada.

Paso 17. Luego de que se ha determinado la fuerza esperada en la aleta, F_f , y de que se conocen las dimensiones reales de la conexión, se verifican las resistencias de la aleta del elemento en T y de los pernos a tracción para asegurarse de que sean adecuadas. No es necesario considerar la

interacción de cortante y tracción en los pernos a tracción. Debido a que la placa de cortante será sin duda mucho más rígida que el alma del elemento en T respecto a las fuerzas verticales, es seguro suponer que los pernos de alma transfieren toda la fuerza cortante de la viga a la columna mientras que los pernos a tracción solo toman la tracción resultante del momento de la viga. Esto se puede demostrar considerando la relación entre la rigidez de la placa de cortante y la rigidez de las almas de los elementos en T de las aletas superior e inferior de la viga.

$$\frac{K_{\text{placa de cortante}}}{K_{\text{almas de T}}} = \frac{12L_{sp}^3 t_{sp}}{(2)(12)W_T t_{st}^3}$$

Si se supone que $L_{sp} \approx W_T$, $t_{st} \approx 2t_{sp}$ y $L_{sp} \approx 20t_{sp}$, entonces esta relación se reduce a 25, lo que indica que la conexión a cortante es 25 veces más rígida que las conexiones de aleta respecto a las fuerzas verticales.

Paso 18. Se verifican el aplastamiento y el desgarramiento para los pernos a cortante asociados al alma del elemento en T y a la aleta de la viga, de acuerdo con la Sección J3.10 de la *Especificación AISC 360* usando las dimensiones reales y la fuerza esperada en la aleta, F_f .

Paso 19. Se debe verificar el desgarramiento en bloque en el alma del elemento en T y en la aleta de viga en forma consistente con la Sección J4.3 de la *Especificación AISC 360*. A efectos de este diseño, la falla por desgarramiento en bloque deberá considerarse un modo de falla dúcil.

El “mecanismo alternativo de desgarramiento en bloque” ilustrado en la Figura 13.7 no necesita ser revisado. Para que se forme este mecanismo de falla, deberá ocurrir una rotura del área neta de la aleta de la viga, lo que se excluyó en la revisión del **Paso 2**. Este mecanismo alternativo de desgarramiento en bloque no se ha observado en ninguno de los numerosos ensayos documentados de conexiones Doble T y de placas empernadas a las aletas

Paso 20. Debido a la gran distancia de retraso requerida para el extremo de la viga respecto a la cara de la columna, la conexión a cortante muy probablemente tendrá que diseñarse como una placa de cortante “extendida”, particularmente cuando se considera que la conexión a cortante deberá diseñarse con suficiente resistencia para el caso de falla de los elementos en T. Lo que es más importante, la longitud de la conexión a cortante, L_{SC} , se deberá determinar de tal manera que se ajuste entre las aletas de los elementos en T dejando un amplio espacio libre.

De forma consistente con la Sección J4.3 de la *Especificación AISC 360*, se deberá verificar el desgarramiento en bloque del alma de la viga para el patrón de falla mostrado en la Figura C-13.2. A efectos de este diseño, la falla por desgarramiento en bloque deberá ser considerada un modo de falla dúctil.

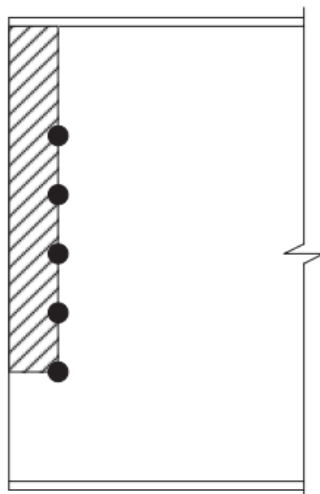


Fig. C-13.2 Modo de falla por desgarramiento en bloque para el alma de la viga

Paso 21. En este paso se trata la resistencia de la aleta de la columna adyacente al elemento en T. Las resistencias dadas en las Ecuaciones 13.6-55 a 13.6-61 se basan en un análisis de líneas de falla. El patrón de líneas de falla se muestra en la Figura 13.8, en donde se supone que el elemento en T superior se encuentra a tracción. Como se requiere que ambos elementos en T sean idénticos, es suficiente la verificación para una sola ubicación.

Nótese que el patrón de líneas de falla mostrado en la Figura 13.8 es aplicable para elementos en T tanto con ocho como con cuatro pernos a tracción. En el caso con ocho pernos a tracción, el patrón de flujo está definido por los cuatro pernos interiores y el gramil asociado, g_{ic} , mostrado en la figura.

Paso 22. Al verificar la columna para la fluencia local del alma y el arrugamiento local del alma, de acuerdo con las Secciones J10.2 y J10.3 de la *Especificación AISC 360*, respectivamente, la longitud de carga, l_b , se puede tomar como $5k_T + t_{st}$, donde k_T y t_{st} son la dimensión k y el espesor del alma, respectivamente, del elemento en T. Sin embargo, dado el requisito de que se usen placas de continuidad, no se espera que la fluencia local del alma y el arrugamiento local del alma sean modos de falla que controlen el diseño.

REFERENCIAS

Las siguientes referencias han sido revisadas como base para la precalificación de las conexiones descritas en esta norma. Aunque algunas referencias no están específicamente citadas en esta norma, ellas han sido revisadas por el Panel de Revisión de Conexiones Precalificadas de la AISC y son listadas aquí para aportar un registro documental de los fundamentos para esta norma de acuerdo con los requisitos del Capítulo K de las *Provisiones Sísmicas del AISC*.

TODAS LAS CONEXIONES

AISC (2005a), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2005b), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2005c), Steel Construction Manual, 13th Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2010a), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2010b), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2016a), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2016b), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Anderson, J.C. and Linderman, R.R. (1991), “Steel Beam to Box Column Connections,” Report No. CE 91-03, Department of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles, CA.

ATC (1992), Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

AWS (2010), Criteria for Describing Oxygen-Cut Surfaces, AWS C4.1:2010, American Welding Society, Miami, FL.

AWS (2015), Structural Welding Code—Steel, AWS D1.1/D1.1M:2015, American Welding Society, Miami, FL.

AWS (2016), Structural Welding Code—Seismic Supplement, AWS D1.8/D1.8M:2016, American Welding Society, Miami, FL.

Ball, S.C., Uang, C.M., Kim, D.W. and Sim, H.B. (2010), “Cyclic Testing of Steel Non-orthogonal RBS Moment Connections for LAX Tom Bradley International Terminal Modernization Program,” Proceedings of the 79th Annual SEAOC Convention, Indian Wells, CA, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.

Barsom, J. and Korvink, S. (1998), “Effects of Strain Hardening and Strain Aging on the K-Region of Structural Shapes,” Report No. SAC/BD-98/02, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Chi, W.M., Deierlein, G. and Ingraffea, A. (1997), “Finite Element Fracture Mechanics Investigation of Welded Beam-Column Connections,” Report No. SAC/BD-97/05, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

FEMA (1997), NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA 302, Part 1—Provisions, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (2000a), Recommended Post-Earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings, FEMA 352, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (2000b), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA 350, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (2000c), Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, FEMA 351, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (2000d), Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications, FEMA 353, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (2000e), State of the Art Report on Connection Performance, FEMA 355D, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (2000f), State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking, FEMA 355C, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (2011), Quantification of Building Seismic Performance Factors: Component Equivalency Methodology, FEMA P-795, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Kim, T., Stojadinović, B. and Whittaker, A.S. (2008), “Seismic Performance of Pre-Northridge Welded Steel Moment Connections to Built-Up Box Columns,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 134, pp. 289–299.

Prinz, G.S. and Richards, P.W. (2016), “Demands on Reduced Beam Section Connections with out-of-Plane Skew.” *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 142, No. 1.

RCSC (2014), *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*, Research Council on Structural Connections, Chicago, IL.

Tsai, K.C. and Popov, E.P. (1986), “Two Beam-to-Column Web Connections,” Report No. UCB/EERC-86/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, April.

Tsai, K.C. and Popov, E.P. (1988), “Steel Beam-Column Joints in Seismic Moment Resisting Frames,” Report No. UCB/EERC-88/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, November.

CAPÍTULO 5

CONEXIÓN A MOMENTO DE SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)

Chambers, J.J., Almudhafer, S. and Stenger, F. (2003), “Effect of Reduced Beam Section Frames Elements on Stiffness of Moment Frames,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 3.

Chen, S.J. and Chao, Y.C. (2001), “Effect of Composite Action on Seismic Performance of Steel Moment Connections with Reduced Beam Sections,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Science Publishers, Vol. 57.

Chen, S.J., Yeh, C.H. and Chu, J.M. (1996), “Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 11, pp. 1,292–1,299.

Engelhardt, M.D. (1999), “The 1999 T.R. Higgins Lecture: Design of Reduced Beam Section Moment Connections,” *Proceedings 1999 North American Steel Construction Conference*, Toronto, Canada, pp. 1-1 to 1-29, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Engelhardt, M.D., Fry, G., Jones, S., Venti, M. and Holliday, S. (2000), “Behavior and Design of Radius-Cut Reduced Beam Section Connections,” Report No. SAC/BD-00/17, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Engelhardt, M.D., Winneberger, T., Zekany, A.J. and Potyraj, T.J. (1998), “Experimental Investigation of Dogbone Moment Connections,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 35, No. 4, 4th Quarter, pp. 128–139.

FEMA (2000g), *State of the Art Report on Past Performance of Steel Moment-Frame Buildings in Earthquakes*, FEMA 355e, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Gilton, C., Chi, B. and Uang, C.M. (2000), “Cyclic Response of RBS Moment Connections: Weak Axis Configuration and Deep Column Effects,” Report No. SAC/BD-00/23, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Grubbs, K.V. (1997), “The Effect of the Dogbone Connection on the Elastic Stiffness of Steel Moment Frames,” M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin.

Iwankiw, N.R. and Carter, C. (1996), “The Dogbone: A New Idea to Chew on,” Modern Steel Construction, AISC, April.

Kim, D.W., Sim, H.B. and Uang, C.M. (2010), “Cyclic Testing of Non-orthogonal Steel Moment Connections for LAX TBIT Modifications,” Report No. TR-09/04, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, La Jolla, CA.

Lee, C.H., Kim, J.H., Jeon, S.W. and Kim, J.H. (2004), “Influence of Panel Zone Strength and Beam Web Connection Method on Seismic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connections,” Proceedings of the CTBUH 2004 Seoul Conference—Tall Buildings for Historical Cities, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Bethlehem, PA.

Moore, K.S., Malley, J.O. and Engelhardt, M.D. (1996), “Design of Reduced Beam Section (RBS) Moment Connections,” Steel Tips, Structural Steel Education Council, Moraga, CA.

Okahashi, Y. (2003), “Reduced Beam Section Connection without Continuity Plates,” M.S. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Utah.

Plumier, A. (1990), “New Idea for Safe Structures in Seismic Zones,” IABSE Symposium - Mixed Structures Including New Materials, Brussels, Belgium.

Plumier, A. (1997), “The Dogbone: Back to the Future,” Engineering Journal, AISC, Vol. 34, No. 2, 2nd Quarter, pp. 61–67.

Popov, E.P., Yang, T.S. and Chang, S.P. (1998), “Design of Steel MRF Connections Before and After 1994 Northridge Earthquake,” International Conference on Advances in Steel Structures, Hong Kong, December 11–14, 1996. Also in: Engineering Structures, Elsevier Science Publishers, Vol. 20, No. 12, pp. 1,030–1,038.

Ricles, J.M., Zhang, X., Lu, L.W. and Fisher, J. (2004), “Development of Seismic Guidelines for Deep Column Steel Moment Connections,” ATLSS Report No. 04–13, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Shen, J., Kitjasateanphun, T. and Srivanich, W. (2000), “Seismic Performance of Steel Moment Frames with Reduced Beam Sections,” Journal of Constructional Steel Research, Elsevier Science Publishers, Vol. 22.

Shen, J., Astaneh-Asl, A. and McCallen, D.B. (2002), “Use of Deep Columns in Special Steel Moment Frames,” Steel Tips, Structural Steel Education Council, Moraga, CA.

Suita, K., Tamura, T., Morita, S., Nakashima, M. and Engelhardt, M.D. (1999), “Plastic Rotation Capacity of Steel Beam-to-Column Connections Using a Reduced Beam Section and No Weld Access Hole Design—Full Scale Tests for Improved Steel Beam-to-Column Subassemblies—Part 1,” Structural Journal, Architectural Institute of Japan, No. 526, pp. 177–184, (in Japanese).

Tremblay, R., Tchebotarev, N. and Filiatrault, A. (1997), “Seismic Performance of RBS Connections for Steel Moment Resisting Frames: Influence of Loading Rate and Floor Slab,” Proceedings, Stessa ’97, Kyoto, Japan.

Tsai, K.C., Chen, W.Z. and Lin, K.C. (1999), “Steel Reduced Beam Section to Weak Panel Zone Moment Connections,” Proceedings: Workshop on Design Technologies of Earthquake-Resistant Moment-Resisting Connections in Steel Buildings, May 17–18, 1999, Taipei, Taiwan (in Chinese).

Uang, C.M. and Fan, C.C. (1999), “Cyclic Instability of Steel Moment Connections with Reduced Beam Section,” Report No. SAC/BD-99/19, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Uang, C.M. and Richards, P. (2002), “Cyclic Testing of Steel Moment Connections for East Tower of Hoag Memorial Hospital Presbyterian,” Third Progress Report, University of California, San Diego, CA.

Yu, Q.S., Gilton, C. and Uang, C.M. (2000), “Cyclic Response of RBS Moment Connections: Loading Sequence and Lateral Bracing Effects,” Report No. SAC/BD-00/22, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Zekioglu, A., Mozaffarian, H., Chang, K.L., Uang, C.M. and Noel, S. (1997), “Designing after Northridge,” Modern Steel Construction, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Zekioglu, A., Mozaffarian, H. and Uang, C.M. (1997), “Moment Frame Connection Development and Testing for the City of Hope National Medical Center,” Building to Last—Proceedings of Structures Congress XV, Portland, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

CAPÍTULO 6

CONEXIONES A MOMENTO DE PLACA DE EXTREMO RIGIDIZADA O NO RIGIDIZADA

Abel, M.S. and Murray, T.M. (1992a), “Multiple Row, Extended Unstiffened End-Plate Connection Tests,” Research Report CE/VPI-ST-92/04, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

Abel, M.S. and Murray, T.M. (1992b), “Analytical and Experimental Investigation of the Extended Unstiffened Moment End-Plate Connection with Four Bolts at the Beam Tension Flange,” Research Report CE/VPI-ST-93/08, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

Adey, B.T., Grondin, G.Y. and Cheng, J.J.R. (1997), “Extended End Plate Moment Connections under Cyclic Loading,” Structural Engineering Report No.216, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.

Adey, B.T., Grondin, G.Y. and Cheng, J.J.R. (1998), “Extended End Plate Moment Connections under Cyclic Loading,” Journal of Constructional Steel Research, Elsevier Science Publishers, Vol. 46, pp. 1–3.

Adey, B.T., Grondin, G.Y. and Cheng, J.J.R. (2000), “Cyclic Loading of End Plate Moment Connections,” Canadian Journal of Civil Engineering, National Research Council of Canada, Vol. 27, No. 4, pp. 683–701.

Agerskov, H. (1976), “High Strength Bolted Connections Subject to Prying,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST1, pp. 161–175.

Agerskov, H. (1977), “Analysis of Bolted Connections Subject to Prying,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST11, pp. 2,145–2,163.

Ahuja, V. (1982), “Analysis of Stiffened End-Plate Connections Using Finite Element Method,” M.S. Thesis, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, OK.

Bahaari, M.R. and Sherbourne, A.N. (1993), “Modeling of Extended End-plate Bolted Connections,” Proceedings of the National Steel Structures Congress, pp. 731–736, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Bjorhovde, R., Brozzetti, J. and Colson, A. (1987) “Classification of Connections,” Connections in Steel Structures—Behaviour, Strength and Design, Elsevier Science Publishers, London, U.K., pp. 388–391.

Bjorhovde, R., Colson, A. and Brozzetti, J. (1990), “Classification System for Beam-to-Column Connections,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 11, pp. 3,059–3,076.

Borgsmiller, J.T. and Murray, T.M. (1995), “Simplified Method for the Design of Moment End-Plate Connections,” Research Report CE/VPI-ST-95/19, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

Bursi, O.S. and Leonelli, L. (1994), "A Finite Element Model for the Rotational Behavior of End Plate Steel Connections," SSRC Proceedings 1994 Annual Task Group Technical Session, pp. 162–175, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Carter, C.J. (1999), *Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*, Design Guide No. 13, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Castellani, A., Castiglioni, C.A., Chesi, C. and Plumier, A. (1998), "A European Research Program on the Cyclic Behaviour of Welded Beam to Column Connections," Proceedings of the NEHRP Conference and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994, Vol. III-B, pp. 510–517, National Earthquake Hazards Reduction Program, Washington, DC.

Coons, R.G. (1999), "Seismic Design and Database of End Plate and T-stub Connections," M.S. Thesis, University of Washington, Seattle, WA.

Disque, R.O. (1962), "End-Plate Connections," National Engineering Conference Proceedings, American Institute of Steel Construction, pp. 30–37.

Douty, R.T. and McGuire, S. (1965), "High Strength Bolted Moment Connections," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, No. ST2, pp. 101–126.

Fleischman, R.B., Chasten, C.P., Lu, L-W and Driscoll, G.C. (1991), "Top-and-Seat Angle Connections and End-Plate Connections: Snug vs. Fully Pretensioned Bolts," Engineering Journal, AISC, Vol. 28, No. 1, 1st Quarter, pp. 18–28.

Ghassemieh, M. (1983), "Inelastic Finite Element Analysis of Stiffened End-Plate Moment Connections," M.S. Thesis, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, OK.

Ghobarah, A., Korol, R.M. and Osman, A. (1992), "Cyclic Behavior of Extended End-Plate Joints," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp. 1,333–1,353.

Ghobarah, A., Osman, A. and Korol, R.M. (1990), "Behaviour of Extended End-Plate Connections under Cyclic Loading," Engineering Structures, Elsevier Science Publishers, Vol. 12, pp. 15–26.

Granstrom, A. (1980), "Bolted End-Plate Connections," Stalbyggnads Institute SBI Report 86.3, pp. 5–12.

Griffiths, J.D. (1984), "End-Plate Moment Connections—Their Use and Misuse," Engineering Journal, AISC, Vol. 21, No. 1, 1st Quarter, pp. 32–34.

Hasan, R., Kishi, N. and Chen, W.F. (1997), "Evaluation of Rigidity of Extended EndPlate Connections," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 12, pp. 1,595–1,602.

Hendrick, D., Kukreti, A. and Murray, T. (1984), “Analytical and Experimental Investigation of Stiffened Flush End-Plate Connections with Four Bolts at the Tension Flange,” Research Report FSEL/MBMA 84-02, Fears Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma, Norman, OK.

Hendrick, D., Kukreti, A. and Murray, T. (1985), “Unification of Flush End-Plate Design Procedures,” Research Report FSEL/MBMA 85-01, Fears Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma, Norman, OK.

Johnstone, N.D. and Walpole, W.R. (1981), “Bolted End-Plate Beam-to-Column Connections Under Earthquake Type Loading,” Report 81-7, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Kato, B. and McGuire, W.F. (1973), “Analysis of T-Stub Flange-to-Column Connections,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99 No. ST5, pp. 865–888.

Kennedy, N.A., Vinnakota, S. and Sherbourne, A.N. (1981), “The Split-Tee Analogy in Bolted Splices and Beam-Column Connections,” Proceedings of the International Conference on Joints in Structural Steelwork, pp. 2.138–2.157.

Kline, D., Rojiani, K. and Murray, T. (1989), “Performance of Snug Tight Bolts in Moment End-Plate Connections,” MBMA Research Report, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA. Revised July 1995.

Korol, R.M., Ghobarah, A. and Osman, A. (1990), “Extended End-Plate Connections Under Cyclic Loading: Behaviour and Design,” Journal of Constructional Steel Research, Elsevier Science Publishers, Vol. 16, No. 4, pp. 253–279.

Krishnamurthy, N. (1978), “A Fresh Look at Bolted End-Plate Behavior and Design,” Engineering Journal, AISC, Vol. 15, No. 2, 2nd Quarter, pp. 39–49.

Krishnamurthy, N. and Graddy, D. (1976), “Correlation between 2- and 3-Dimensional Finite Element Analysis of Steel Bolted End Plate Connections,” Computers and Structures, Vol. 6, No. 4/5, pp. 381–389.

Kukreti, A.R., Ghassemieh, M. and Murray, T.M. (1990), “Behavior and Design of Large-Capacity Moment End-Plates,” Journal of Structural Engineering, ASCE Vol. 116, No. 3, pp. 809–828.

Kukreti, A.R., Murray, T.M. and Abolmaali, A. (1987), “End-Plate Connection Moment-Rotation Relationship,” Journal of Constructional Steel Research, Elsevier Science Publishers, Vol. 8, pp. 137–157.

Mann, A.P. and Morris, L.J. (1979), “Limit Design of Extended End-Plate Connections,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. ST3, pp. 511–526.

Meng, R.L. (1996), “Design of Moment End-Plate Connections for Seismic Loading,” Doctoral Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

Meng, R.L. and Murray, T.M. (1997), “Seismic Performance of Bolted End-Plate Moment Connections,” Proceedings of the 1997 National Steel Construction Conference, American Institute of Steel Construction, pp. 30-1 to 30-14.

Morrison, S.J., Astaneh-Asl, A. and Murray, T. (1985), “Analytical and Experimental Investigation of the Extended Stiffened Moment End-Plate Connection with Four Bolts at the Beam Tension Flange,” Research Report FSEL/MBMA 85-05, Fears Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma, Norman, OK.

Morrison, S.J., Astaneh-Asl, A. and Murray, T. (1986), “Analytical and Experimental Investigation of the Multiple Row Extended 3 Moment End-Plate Connection with Eight Bolts at the Beam Tension Flange,” Research Report FSEL/MBMA 86-01, Fears Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma, Norman, OK.

Murray, T.M. (1986), “Stability of Gable Frame Panel Zone Plates,” Proceedings of the Structural Stability Research Council Annual Technical Session, pp. 317–325, Structural Stability Research Council, Bethlehem, PA.

Murray, T.M. (1988), “Recent Developments for the Design of Moment End-Plate Connections,” Journal of Constructional Steel Research, Vol. 10, pp. 133–162.

Murray, T.M. (1990), Extended End-Plate Moment Connections, Design Guide No. 4, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Murray, T.M., Kline, D.P. and Rojiani, K.B. (1992), “Use of Snug-Tightened Bolts in End-Plate Connections,” Connections in Steel Structures II: Behavior, Strength and Design, Edited by R. Bjorhovde et al., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, pp. 27–34.

Murray, T.M. and Kukreti, A.R. (1988), “Design of 8-Bolt Stiffened Moment End Plates,” Engineering Journal, AISC, Vol. 25, No. 2, 2nd Quarter, Chicago, IL, pp. 45–52.

Murray, T.M. and Shoemaker, W.L. (2002), Flush and Extended Multiple Row Moment End Plate Connections, Design Guide No. 16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Murray, T.M. and Sumner, E.A. (2003), Extended End-Plate Moment Connections: Seismic and Wind Applications, Design Guide No. 4, 2nd Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Nair, R., Birkemoe, P. and Munse, W. (1974), “High Strength Bolts Subject to Tension and Prying,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST2, pp. 351–372.

Packer, J. and Morris, L. (1977), "A Limit State Design Method for the Tension Region of Bolted Beam-Column Connections," *The Structural Engineer*, Vol. 55, No. 10, pp. 446–458.

Popov, E. and Tsai, K.C. (1989), "Performance of Large Seismic Steel Moment Connections under Cyclic Loads," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 12, No. 2, 2nd Quarter, pp. 51–60.

Ryan, J.C. and Murray, T.M. (1999), "Evaluation of the Inelastic Rotation Capability of Extended End-Plate Moment Connections," Research Report No. CE/VPI-ST-99/13, submitted to Metal Building Manufacturers Association and American Institute of Steel Construction, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

Salmon, C. and Johnson, J. (1980), *Steel Structures, Design and Behavior*, 2nd Ed., Harper & Row, New York, NY.

Seek, M.W. and Murray, T.M. (2008), "Seismic Strength of Moment End-Plate Connections with Attached Concrete Slab," *Proceedings, Connections VI*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, June 23–25.

Srouji, R., Kukreti, A.R. and Murray, T.M. (1983a), "Strength of Two Tension Bolt Flush End-Plate Connections," Research Report FSEL/MBMA 83-03, Fears Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma, Norman, OK.

Srouji, R., Kukreti, A.R. and Murray, T.M. (1983b), "Yield-Line Analysis of End-Plate Connections with Bolt Force Predictions," Research Report FSEL/MBMA 83-05, Fears Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma, Norman, OK.

Sumner, E.A., Mays, T.W. and Murray, T.M. (2000a), "Cyclic Testing of Bolted Moment End-Plate Connections," Research Report No. CE/VPI-ST-00/03, SAC Report No. SAC/BD00/21, submitted to the SAC Joint Venture, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

Sumner, E.A., Mays, T.W. and Murray, T.M. (2000b), "End-Plate Moment Connections: Test Results and Finite Element Method Validation," *Connections in Steel Structures IV*, *Proceedings of the Fourth International Workshop*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, pp. 82–93.

Sumner, E.A. and Murray, T.M. (2001), "Experimental Investigation of the MRE 1/2 End-Plate Moment Connection," Research Report No. CE/VPI-ST-01/14, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

Sumner, E.A. and Murray, T.M. (2002), "Behavior of Extended End-Plate Moment Connections Subject to Cyclic Loading," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 4, pp. 501–508.

Tsai, K.C. and Popov, E.P. (1990), "Cyclic Behavior of End-Plate Moment Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 11, pp. 2,917–2,930.

Yang, H., Tagawa, Y. and Nishiyama, I. (2003), “Elasto-Plastic Behavior of ‘New Composite Beam System’,” *Steel Structures*, Vol. 3, pp. 45–52.

Young, J. and Murray, T.M. (1996), “Experimental Investigation of Positive Bending Moment Strength of Rigid Knee Connections,” Research Report No. CE/VPI-ST 9617, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

CAPÍTULO 7

CONEXIÓN A MOMENTO DE PLACAS EMPERNADAS A LAS ALETAS (BFP)

Krawinkler, H., (1992), “Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures,” Report ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R. and Luco, N. (2000), “Loading Histories for Seismic Performance Testing of SMRF Components and Assemblies,” Report SAC/BD-00/10, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Sato, A., Newell, J. and Uang, C.M. (2008), “Cyclic Behavior and Seismic Design of Bolted Flange Plate Steel Moment Connections,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 45, No. 4, 4th Quarter, pp. 221–232.

Schneider, S.P. and Teeraparbong, I. (1999), “SAC Task 7.09: Bolted Flange Plate Connections,” report submitted to the SAC Joint Venture by the University of Illinois, Urbana, IL.

Seek, M.W. and Murray, T. M. (2008), “Seismic Strength of Moment End-Plate Connections with Attached Concrete Slab,” *Proceedings, Connections VI*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, June 23–25.

Swanson, J., Leon, R.D. and Smallridge, J. (2000), “Tests on Bolted Connections,” Report SAC/BD-00/04, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

CAPÍTULO 8

CONEXIÓN A MOMENTO DE ALETA NO REFORZADA SOLDADA-ALMA SOLDADA (WUF-W)

Lee, D., Cotton, S.C., Dexter, R.J., Hajjar, J.F., ye, y. and Ojard, S.D. (2002), “Column Stiffener Detailing and Panel Zone Behavior of Steel Moment Frame Connections,” *Structural Engineering Report No. ST-01-3.2*, Department of Civil Engineering, University of Minnesota.

Lee, D., Cotton, S.C., Hajjar, J., Dexter, R.J. and ye, y. (2005a), “Cyclic Behavior of Steel Moment-Resisting Connections Reinforced by Alternative Column Stiffener Details I. Connection Performance and Continuity Plate Detailing,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 42, No. 4, 4th Quarter, pp.189–214.

Lee, D., Cotton, S.C., Hajjar, J., Dexter, R.J. and ye, y. (2005b), “Cyclic Behavior of Steel Moment-Resisting Connections Reinforced by Alternative Column Stiffener Details II. Panel Zone Behavior and Doubler Plate Detailing,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 42, No. 4, 4th Quarter, pp. 215–238.

Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.W. and Fisher, J.W. (2000), “Development and Evaluation of Improved Details for Ductile Welded Unreinforced Flange Connections,” Report No. SAC/BD-00-24, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.W. and Fisher, J.W. (2002), “Inelastic Cyclic Testing of Welded Unreinforced Moment Connections,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 4.

CAPÍTULO 13

CONEXIÓN A MOMENTO DOBLE T (DOUBLE-TEE)

Larson, P.C. (1996), “The Design and Behavior of Bolted Beam-to-Column Frame Connections Under Cyclical Loading,” Master’s Thesis, University of Texas at Austin, Austin, TX.

Hantouche, E.G., Kukreti, A.R., Rassati, G.A. and Swanson, J.A. (2013), “Modified Stiffness Model for Thick Flange in Built-Up T-stub Connections,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 81, February, pp. 76–85.

Hantouche, E.G., Kukreti, A.R., Rassati, G.A. and Swanson, J.A. (2015), “Prying Models for Strength in Thick-Flange Built-Up T-Stubs with Complete Joint Penetration and Fillet Welds,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 141, No. 2.

McManus, P. and Puckett, J.A. (2010), *Economic and Serviceable Seismic Systems: Phase I – Ductile WT Moment Frames*, Final Report for the American Institute of Steel Construction, June, University of Wyoming, Laramie, WY.

Swanson, J.A. (1999), *Characterization of the Strength, Stiffness, and Ductility Behavior of T-stub Connections*, Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

Swanson, J.A. (2002) “Ultimate Strength Prying Models for Bolted T-stub Connections,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 39, No. 3, 3rd Quarter, pp. 136–147.

Swanson, J.A. (2016) “Strength of Beams in Beam-to-Column Connections with Holes in the Tension Flange,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 53, No. 3, 3rd Quarter, pp. 159–172.

Swanson, J.A. and Leon, R.T. (2000), “Bolted Steel Connections: Tests on T-stub Components,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 50–56.

Ulloa Barbaran, F.V. (1996), *Tension Bolt Behavior in Moment Connections for Seismic Applications*, Master’s Thesis, University of Texas at Austin, Austin, TX.

