



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

# Conexiones en Marcos para Estructuras de Acero

TESIS

Que para obtener el título de  
Ingeniero Civil

P R E S E N T A N

Miguel Ángel Corona Sandoval

Mario Takeshi Endo Hernández

DIRECTOR(A) DE TESIS

M.I. Félix Serralde González



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2017



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
PING/DICyG/SEAC/UTIT/033/15

Señores  
MIGUEL ÁNGEL CORONA SANDOVAL  
MARIO TAKESHI ENDO HERNÁNDEZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. FÉLIX SERRALDE GONZÁLEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"CONEXIONES EN MARCOS PARA ESTRUCTURAS DE ACERO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. CRITERIOS DE DISEÑO
- II. TORNILLOS
- III. SOLDADURA
- IV. CONEXIONES SUJETAS A CORTANTE EXCÉNTRICO
- V. CONEXIONES SUJETAS A CORTANTE Y FLEXIÓN
- VI. CONEXIONES EN MARCOS DE EDIFICACIONES
- VII. EJEMPLO PRÁCTICO
- VIII. CONCLUSIONES

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo los recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 20 de marzo del 2010.  
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar.

## **Tema: Conexiones en marcos para estructuras de acero**

Introducción .....	1-10
1 Criterios de Diseño .....	1-12
1.1 Estados Límite .....	1-12
1.2 Criterios de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) .....	1-13
1.3 Criterios de diseño por esfuerzos permisibles (ASD) .....	1-13
1.4 Referencias .....	1-14
2 Tornillos .....	2-15
2.1 Ventajas y desventajas del uso del tornillo .....	2-17
2.2 Tipos de Tornillos y su Resistencia Nominal .....	2-17
2.3 Agujeros .....	2-19
2.4 Espaciamiento entre Tornillos y Distancias al Borde .....	2-20
2.4.1 Espaciamiento Mínimo .....	2-21
2.4.2 Distancia Mínima al Borde .....	2-21
2.4.3 Máximo Espaciamiento y Máxima Distancia al Borde .....	2-21
2.5 Tipos de Conexiones y su Instalación .....	2-22
2.5.1 Ajuste Apretado (Snug-tight) .....	2-23
2.5.2 Pretensado (Pretensioned) .....	2-24
2.5.3 Deslizamiento Crítico (Slip – Critical) .....	2-24
2.6 Métodos de Apretado para Instalaciones en Deslizamiento Crítico y Pretensadas .....	2-25
2.6.1 Método del Giro de la Tuerca .....	2-25
2.6.2 Método de la Llave Calibrada .....	2-25
2.6.3 Tornillos de Diseño Alternativo .....	2-25
2.6.4 Indicador de Tensión Directa .....	2-26
2.7 Comportamiento de Conexiones Atornilladas .....	2-26
2.8 Resistencia de Tornillos en Conexiones Tipo Aplastamiento .....	2-27
2.8.1 Resistencia a cortante o tensión .....	2-27
2.8.2 Resistencia a Cortante y Tensión Combinados .....	2-28
2.9 Resistencia de Tornillos en Conexiones Tipo Fricción (Deslizamiento Crítico) .....	2-28
2.9.1 Resistencia al Deslizamiento .....	2-28
2.9.2 Resistencia a cortante y tensión combinados .....	2-29
2.10 Resistencia por Aplastamiento en Agujeros de Tornillos .....	2-30
2.10.1 Estado Límite de Deformación (Aplastamiento) del Agujero .....	2-30
2.10.2 Estado Limite de Desgarramiento por Cortante de la Placa .....	2-31
2.11 Ejemplos .....	2-32
2.12 Referencias .....	2-42
3 Soldadura .....	3-43
3.1 Ventajas y Desventajas del uso de soldadura .....	3-43
3.2 Procesos de Soldadura .....	3-44

---

	Contenido
3.2.1	Electrodos..... 3-44
3.2.2	Procesos de Soldadura por Arco Eléctrico..... 3-44
3.3	Clasificación del Tipo de Soldadura ..... 3-52
3.3.1	Soldaduras de Ranura o Penetración ..... 3-54
3.3.2	Soldadura de Filete ..... 3-59
3.3.3	Soldaduras de tapón y muesca ..... 3-64
3.4	Simbología en soldadura..... 3-65
3.4.1	Símbolos básicos de soldadura ..... 3-66
3.5	Resistencia de la Soldadura..... 3-67
3.5.1	Resistencia de las soldaduras de ranura ..... 3-68
3.5.2	Resistencia de soldaduras de filete..... 3-70
3.5.3	Resistencia de las soldaduras de tapón o de muesca..... 3-70
3.6	Ejemplos..... 3-70
3.7	Referencias ..... 3-74
4	Conexiones Sujetas a Cortante Excéntrico..... 4-75
4.1	Cargas Excéntricas a Cortante ..... 4-76
4.1.1	Conexiones Excéntricas Atornilladas ..... 4-77
4.1.2	Conexiones Excéntricas Soldadas..... 4-84
4.2	Ejemplos..... 4-91
4.3	Referencias ..... 4-102
5	Conexiones Sujetas a Cortante y Flexión ..... 5-103
5.1	Conexiones atornilladas sujetas a cortante y flexión ..... 5-103
5.1.1	Estado límite de separación de la placa..... 5-104
5.1.2	Estado límite elástico..... 5-106
5.1.3	Estado límite plástico..... 5-108
5.1.4	Eje neutro plástico en el centro de gravedad del grupo de tornillos ..... 5-109
5.2	Conexiones soldadas sujetas a cortante y flexión ..... 5-110
5.2.1	Método Elástico ..... 5-111
5.2.2	Método de la resistencia última (LRFD)..... 5-114
5.3	Ejemplos..... 5-115
5.4	Referencias ..... 5-121
6	Conexiones en Marcos de Edificaciones ..... 6-122
6.1	Introducción al comportamiento de conexiones..... 6-122
6.2	Tipos de conexiones en acero (marcos)..... 6-122
6.2.1	Comportamiento de las conexiones ..... 6-125
6.3	Conexiones de cortante simples ..... 6-126
6.3.1	Conexiones de placa de extremo en cortante..... 6-127
6.3.2	Conexiones de placa sencilla..... 6-130
6.3.3	Conexiones de ángulo sencillo..... 6-136

---

Contenido	
6.3.4	Conexiones de te..... 6-137
6.3.5	Conexiones de asiento ..... 6-139
6.3.6	Conexiones de Doble Ángulo ..... 6-153
6.4	Conexiones de momento (FR totalmente restringidas)..... 6-161
6.4.1	Conexión de momento con placa de patín..... 6-164
6.4.2	Conexiones de momento de placa de extremo extendida ..... 6-165
6.5	Atiesamiento de columnas en conexiones de momento..... 6-174
6.5.1	Fluencia local del alma ..... 6-176
6.5.2	Inestabilidad del alma ..... 6-177
6.5.3	Pandeo por compresión del alma..... 6-179
6.5.4	Flexión local en el patín..... 6-180
6.5.5	Cortante en la zona de panel ..... 6-181
6.5.6	Diseño de atiesadores ..... 6-183
6.6	Ejemplos ..... 6-188
6.6.1	Ejemplo 1. Conexión de placa de extremo cortante ..... 6-188
6.6.2	Ejemplo 2. Conexión de placa sencilla ..... 6-189
6.6.3	Ejemplo 3 Conexión de ángulo sencillo ..... 6-192
6.6.4	Ejemplo 4. Conexión de asiento no atiesada ..... 6-193
6.6.5	Ejemplo 5. Conexión de asiento atiesado ..... 6-195
6.6.6	Ejemplo 6 Conexión de Doble ángulo. .... 6-196
6.6.7	Ejemplo 7 Conexión de momento con placa de patín..... 6-198
6.6.8	Ejemplo 8 Conexión de momento con placa extendida ..... 6-203
6.7	Referencias ..... 6-207
7	Ejemplo Práctico..... 7-208
7.1	Alcance ..... 7-208
7.2	Planteamiento:..... 7-208
7.3	Determinación de acciones gravitacionales ..... 7-209
7.4	Revisión del diseño de una viga secundaria (viga de piso). .... 7-210
7.5	Diseño de trabes y columnas interiores ..... 7-211
7.6	Diagramas de los elementos mecánicos..... 7-212
7.7	Conexión viga a trabe con placa simple..... 7-217
7.8	Conexiones de Momento trabe a columna ..... 222
7.8.1	Conexiones de Momento con Placa de extremo extendida (Tipo BCF) ..... 223
7.8.2	Conexiones de Momento con placas de patín conectadas al alma de la columna. (Tipo BCW)..... 246
8	Conclusiones ..... 8-259
Anexo A	..... 8-261
Anexo B	..... 8-270

## Contenido de Tablas

Tabla 2.1 Dimensiones de tornillos y tuercas. ....	2-16
Tabla 2.2 Selección del incremento en la longitud del tornillo. ....	2-17
Tabla 2.3 Esfuerzo nominal de sujetadores y partes roscadas, <i>ksi kgfcm<sup>2</sup></i> .....	2-18
Tabla 2.4 Distancia Mínima [ <i>in</i> ] al Borde[ <i>a</i> ]del Centro de un Agujero Estándar <b>b</b> al Borde de una Parte Conectada.....	2-22
Tabla 2.5 Valores de Incremento de Distancia de Borde C <sub>2</sub> , [ <i>in</i> ].....	2-22
Tabla 2.6 Pretensión Mínima de Tornillos, T <sub>b</sub> , [ <i>kips</i> ]( <i>kgf</i> )[ <i>a</i> ].....	2-23
Tabla 2.7 Resumen de aplicaciones y requerimientos para juntas atornilladas. ....	2-25
Tabla 3.1 Espesor mínimo de garganta efectiva en soldaduras de penetración parcial PJP. ....	3-57
Tabla 3.2 Garganta Efectiva de Soldaduras de Penetración Parcial. ....	3-58
Tabla 3.3 Tamaño de Soldadura Efectiva de Soldaduras de Ranura Biselada Curva. ....	3-59
Tabla 3.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete .....	3-60
Tabla 4.1 Propiedades de soldaduras tratadas como líneas. ....	4-88
Tabla 6.1 Clasificación de las conexiones de cortante simple.....	6-127
Tabla 6.2 Coeficiente de pandeo de la placa. ....	6-132
Tabla 6.3 Resumen de las ecuaciones de predicción de fuerzas en los tornillos para conexiones de placa de extremo extendida .....	6-171
Tabla 6.4 Resumen de una conexión de momento de placa de extremo de 4 tornillos sin atiesar. .	6-172
Tabla 7.1 Acciones características de los pisos arriba del nivel de piso. ....	7-209

## Contenido de Figuras

Figura 1.1 Significado estadístico de seguridad. ....	1-12
Figura 2.1 Ensamble (conexión simple) de un tornillo de alta resistencia. ....	2-15
Figura 2.2 Tornillo, tuerca y rondana de alta resistencia. ....	2-16
Figura 2.3 Clasificación de tornillos con base en la ubicación relativa del plano de corte. ....	2-19
Figura 2.4 Tipos y tamaños de agujeros para tornillos. Los tamaños dados son para $d =$ <b>58, 34 y 78 [in]</b> de diámetro. ....	2-20
Figura 2.5 Espaciamiento y distancias entre tornillos y bordes. ....	2-21
Figura 2.6 tornillo de diseño alternativo (Twist off tension control). ....	2-26
Figura 2.7 Rondana DTI. ....	2-26
Figura 2.8 Unión traslapada simple. ....	2-26
Figura 2.9 Comportamiento de una conexión atornillada sujeta a fuerza cortante. ....	2-27
Figura 2.10 Estados límite de falla en conexiones atornilladas. ....	2-30
Figura 2.11 Ejemplo 2.1. ....	2-32
Figura 2.12 Ejemplo 2.5. ....	2-37
Figura 2.13 Ejemplo 2.6. ....	2-39
Figura 3.1 Circuito típico para soldadura SMAW. ....	3-45
Figura 3.2 Sistema de clasificación de Electroodos. ....	3-45
Figura 3.3 Proceso de soldadura SAW. ....	3-46
Figura 3.4 Sistema de clasificación Flujo - Electrodo. ....	3-48
Figura 3.5 Proceso para la soldadura FCAW. ....	3-48
Figura 3.6 Soldadura autoprotegida FCAW. ....	3-49
Figura 3.7 Sistema de clasificación de electrodos FCAW. ....	3-50
Figura 3.8 Proceso GMAW. ....	3-51
Figura 3.9 Sistema de clasificación de electrodos GMAW. ....	3-52
Figura 3.10 Tipos de soldadura. ....	3-53
Figura 3.11 Tipos de soldadura por su posición. ....	3-53
Figura 3.12 Tipos de unión entre sus partes soldadas. ....	3-54
Figura 3.13 Soldaduras de ranura de penetración completa en la junta CJP. ....	3-55
Figura 3.14 Terminología de la soldadura. ....	3-55
Figura 3.15 Preparaciones para la soldadura de ranura. ....	3-56
Figura 3.16 Barra espaciadora/separador. ....	3-56
Figura 3.17 Soldaduras de ranura de penetración parcial en la junta, dimensiones "E" y "S". ....	3-57
Figura 3.18 Terminología de la soldadura de filete. ....	3-61
Figura 3.19 Longitud efectiva y área efectiva de una soldadura de filete. ....	3-62
Figura 3.20 Terminaciones de soldaduras de filete en juntas traslapas. ....	3-64
Figura 3.21 Símbolos básicos en soldadura. ....	3-66
Figura 3.22 Símbolos suplementarios. ....	3-66
Figura 3.23 Símbolos de soldaduras. ....	3-67
Figura 3.24 Ejemplo 3.7.1. ....	3-71
Figura 3.25 Ejemplo 3.7.3. ....	3-72
Figura 4.1 Carga en una junta. ....	4-75
Figura 4.2 Ejemplos de conexiones atornilladas y soldadas en cortante excéntrico. ....	4-76
Figura 4.3 Análisis elástico de una junta atornillada en cortante excéntrico. ....	4-77
Figura 4.4 Junta sujeta a cortante excéntrico. ....	4-78
Figura 4.5 Componentes $x$ y $y$ de la fuerza del tornillo $B_T^*$ . ....	4-79
Figura 4.6 Método de la resistencia última para una conexión atornillada en cortante excéntrico. ...	4-81
Figura 4.7 Fuerza cortante última, $R$ , en un tornillo en función de la deformación. ....	4-82
Figura 4.8 Conexión soldada cargada excéntricamente. ....	4-85
Figura 4.9 Análisis para el método de la resistencia última. ....	4-90
Figura 4.10 Ejemplo 4.3.1. ....	4-92
Figura 4.11 Ejemplo 2. ....	4-94



Figura 4.12 Ejemplo 4.3.3 .....	4-97
Figura 4.13 Segmentos de soldadura y posición de la primera iteración de $I$ . .....	4-99
Figura 5.1 Conexión tipo ménsula, y distribución de los esfuerzos de contacto (extrema derecha). 5-103	
Figura 5.2 Comportamiento en $M < M_{ps}$ . .....	5-105
Figura 5.3 Estado límite elástico. ....	5-107
Figura 5.4 Estado límite plástico. ....	5-109
Figura 5.5 Junta atornillada sujeta a cortante y flexión, ENP en el centro de gravedad del grupo de tornillos. ....	5-110
Figura 5.6 Conexión soldada sujeta a cortante y flexión. ....	5-111
Figura 5.7 Garganta efectiva, longitud y Distribución de los esfuerzos en soldadura sujeta a cortante y flexión. ....	5-111
Figura 5.8 Soldaduras sujetas a cortante y flexión. ....	5-113
Figura 5.9 Ejemplo 5.3.1 .....	5-115
Figura 5.10 Estado límite plástico, ejemplo 5.3.1. ....	5-118
Figura 5.11 Ejemplo 5.3.2 .....	5-119
Figura 6.1 Tipos de conexiones (viga-columna) .....	6-123
Figura 6.2 Curvas de conexiones momento-rotación ( $M_c - \theta_c$ ). ....	6-126
Figura 6.3 Conexión de placa de extremo en cortante. ....	6-128
Figura 6.4 Conexión de placa sencilla. ....	6-130
Figura 6.5 Conexión de placa sencilla extendida. ....	6-134
Figura 6.6 Conexiones de ángulo sencillo, (a) Toda atornillada (b) Angulo soldado a la viga soportada (c) Angulo soldado al miembro de soporte. ....	6-136
Figura 6.7 Conexiones de te, (a) Conexión de te completamente atornillada, (b) Conexión de te Atornillada/Soldada. ....	6-138
Figura 6.8 Detalles de las conexiones asiento no atiesadas totalmente atornilladas. ....	6-141
Figura 6.9 Detalles de las conexiones de asiento no atiesadas totalmente soldadas. ....	6-142
Figura 6.10 Distribución de los esfuerzos de aplastamiento en un ángulo de asiento. ....	6-142
Figura 6.11 Estado límite de flexión del ángulo de asiento. ....	6-145
Figura 6.12 Conexiones de asiento atiesadas. ....	6-149
Figura 6.13 Conexiones de doble ángulo. ....	6-154
Figura 6.14 Conexiones a trabe recortada y sin recortar. ....	6-155
Figura 6.15 Conexión de cortante de doble ángulo totalmente atornillada. ....	6-156
Figura 6.16 Conexión con dos ángulos. ....	6-159
Figura 6.17 Conexión de momento soldada totalmente restringida. ....	6-162
Figura 6.18 Conexiones de comento de placa de extremo extendida. ....	6-163
Figura 6.19 Tipo de conexiones de placa de extremo extendida. ....	6-165
Figura 6.20 Detalles de la conexión de placa de extremo extendida. ....	6-167
Figura 6.21 Fuerzas concentradas en columnas .....	6-175
Figura 6.22 Zona de panel del alma de la columna. ....	6-175
Figura 6.23 Fluencia local del alma. ....	6-176
Figura 6.24 Carga y mecanismo de inestabilidad del alma. ....	6-179
Figura 6.25 Fluencia local del patín. ....	6-181
Figura 6.26 Cortante en la zona de panel en una columna interior. ....	6-182
Figura 6.27 Atiesadores transversales. ....	6-184
Figura 6.28 Refuerzo para la zona de panel en el alma con una doble placa. ....	6-186
Figura 6.29 Atiesador Diagonal. ....	6-187
Figura 7.1 Planta del edificio a consideración. ....	7-210
Figura 7.2 Elevación 1 del edificio. ....	7-212
Figura 7.3 Diagrama de Momento del Marco 2 y 3. ....	7-213
Figura 7.4 Diagrama de Momento del Marco 1 y 4. ....	7-213
Figura 7.5 Diagrama de Momento del Marco A y D. ....	7-214
Figura 7.6 Diagrama de Momento del Marco B y C. ....	7-214
Figura 7.7 Diagrama de Cortante del Marco 1 y 4. ....	7-215

---

Contenido

Figura 7.8 Diagrama de Cortante del Marco 2 y 3..... 7-215  
Figura 7.9 Diagrama de Cortante del Marco A y D. .... 7-216  
Figura 7.10 Diagrama de Cortante el Marco B y C. .... 7-216  
Figura 7.11 Identificación de las conexiones de momento. .... 222

---

## Introducción

En la presente Tesis, el lector encontrará una recopilación y simplificación del diseño de conexiones en marcos para estructuras de acero, el hilo negro ya está inventado, sólo queda encontrarlo, y eso es lo único que se pretende al realizar este documento. Se habla de recopilación para poner de forma muy clara que las ecuaciones, métodos, tablas y las imágenes presentadas no son de nuestra autoría, habiendo sido fabricadas por distintas instituciones dedicadas a la construcción en acero y, por lo tanto, al diseño de conexiones. Se menciona la palabra simplificación, y es en este punto en el que se concentraron nuestros esfuerzos, se debe decir que simplificar es una de las tareas más complejas, involucra una completa inmersión en el tema para poder decidir qué se debía incluir en el trabajo, así como el orden en el que debían ser colocados, procurando una excelente redacción en búsqueda de claridad para el lector. A pesar de las dificultades encontradas en el camino, es bastante satisfactorio saber que la presente Tesis no será en vano, y que tiene todas las virtudes necesarias para convertirse en una guía que conlleve al lector a través de los intrincados caminos de la comprensión en el diseño de las conexiones en marcos para estructuras de acero.

Dicha tesis tiene su origen en la falta de textos dedicados especialmente al diseño de conexiones en edificaciones, pero sobre todo, a la poca atención que se tiene de éste tema en el curso de Proyecto de Estructuras Metálicas, siendo vital para comprender el análisis y diseño de una edificación de manera integral. Aprovechando este espacio, se hace la recomendación a las autoridades pertinentes a que pongan atención en la estructuración de los planes de estudio y los temarios de las asignaturas para asegurar que la licenciatura en sí, sin tomar en cuenta la oferta de cursos por parte de la División de Ingeniería Civil y Geomática, abarque un panorama amplio sobre la construcción de edificios, actividad que ha sido asociada a los Ingenieros Civiles por décadas más que el medio ambiente o la hidráulica.

Los objetivos principales son: Presentar y sintetizar los procedimientos que definen el diseño y revisión de una conexión de acero en perfiles W; conociendo las repercusiones que tienen sobre la estructura; y revisar los procedimientos de diseño utilizados por los manuales y sus especificaciones, así como por la literatura técnica clásica.

Esta tesis tiene la información suficiente para convertirse en referencia local sobre el tema, y servir como un documento de consulta para compañeros y todos aquellos interesados en conocer y aprender el funcionamiento de las conexiones en una estructura metálica.

Está por más decir que éste trabajo se encuentra muy acotado, sólo sirve para marcos formados con perfiles W (de patín ancho) en conexiones sin ningún tipo de carga dinámica, es decir, sólo para cargas estáticas en pórticos simétricos, y para conexiones que lleguen únicamente al patín de la columna. Fácilmente la Tesis podría llamarse: “Diseño de conexiones en marcos regulares de acero formados de la intersección de perfiles W con cargas estáticas con tendencia a las conexiones de viga al patín de la columna”, a pesar de que se escuche muy básico, es la realidad. Para poder comprender una conexión compleja, es necesario que se sepa cómo funcionan las conexiones más simples, sin mencionar la “bola” de suposiciones con las que ya estamos familiarizados.

Sin más que decir, esperamos que este trabajo sea del agrado del lector y que encuentre en él una guía para adentrarse al mundo del análisis, diseño y revisión de edificaciones, mediante un básico, pero completo entendimiento de una de las partes cruciales del proceso constructivo como son las conexiones.

La Tesis se compone de 8 capítulos, el Capítulo 1 contiene una breve explicación acerca de los criterios de diseño más utilizados en la actualidad, el LRFD y el ASD, explica sus metodologías y ecuaciones y presenta una idea de las diferencias que existen entre estos dos populares métodos de diseño. El capítulo 2 adentra al lector al conocimiento de los tornillos, cubre los conceptos básicos como dimensiones y resistencias, hasta los métodos de apretado, así como la obtención de las resistencias. El capítulo 3 sigue el mismo formato del capítulo anterior, pero en esta ocasión se trata

---

de soldaduras, es uno de los capítulos más extensos, con un enfoque más profundo que el que se puede encontrar en la literatura técnica de nivel licenciatura. El capítulo 4 habla de las conexiones excéntricas; hasta el momento los ejemplos de resistencia tanto en los capítulos 2 y 3, son de conexiones simples con carga concéntrica, y sólo se trata de un tipo de fuerza; en este capítulo se estudian los métodos para determinar la solución de conexiones en las que la carga no pasa por el centro de gravedad del grupo de tornillos/soldadura. En el capítulo 5 se sube el nivel de dificultad, se estudia las conexiones sujetas a cortante y flexión. El capítulo 6 es el más importante porque es en donde se concentran todos los conocimientos previamente adquiridos en los capítulos anteriores para entender la manera en la que se diseñan las conexiones en los marcos de un edificio, se revisa la composición de las tablas de diseño que se encuentran en los manuales con el propósito de facilitar el entendimiento de éstas para que al lector le sea más simple su uso. El capítulo 7 se trata de un caso práctico en el que se analiza y diseña un pequeño y simple edificio, una muestra suficiente de los procedimientos que sigue un ingeniero diseñador y un pequeño vislumbre al diseño de conexiones en la realidad, en este capítulo el edificio se resuelve paso a paso. Finalmente, el capítulo 8 es para las conclusiones.

Por último, la realización de una Tesis es un compromiso constante, es dedicación de tiempo completo, es fijar objetivos y cumplirlos; concerté a ti mismo.

Sin ninguna duda, se considera que la frase enunciada por J.P. Dowling, Presidente del Instituto de Ingenieros Estructurales del Reino Unido, resume de manera pronta y eficaz lo que significa el diseño de conexiones:

“Cualquier tonto puede diseñar una estructura. Se necesita un Ingeniero para diseñar un conexión.”

J.P. Dowling, The Strcutural Engineeer, Vol. 78, No. 4, 15 de febrero de 2000.

Se sabe que para creer todo lo que se estipula en la Ingeniería Civil, no se necesita ser un tonto, sino estar loco.

# 1 Criterios de Diseño

## 1.1 Estados Límite

Toda edificación deberá contar con un sistema estructural que permita el flujo de cargas, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera eficiente a la cimentación

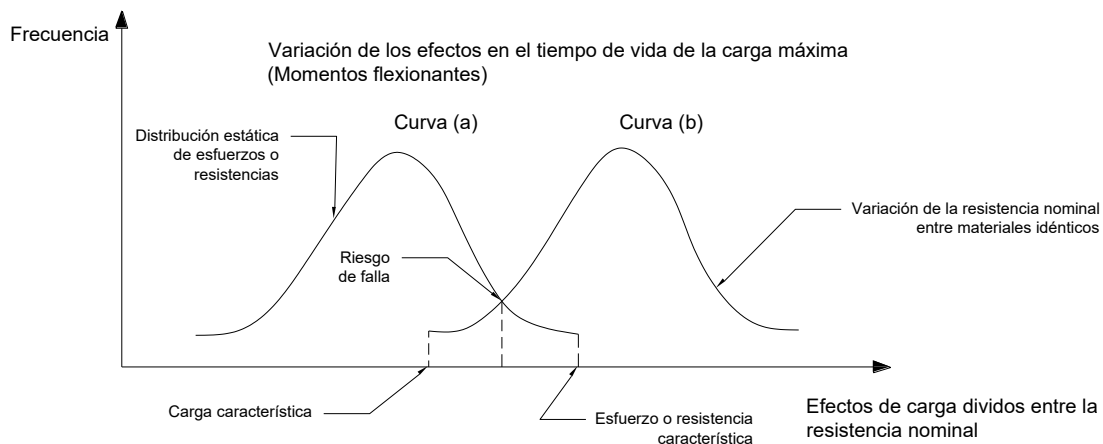
Para el diseño de estructuras de acero, el diseñador debe asegurarse de que las instalaciones que diseña son: Adecuadas para su propósito, seguras, económicas y duraderas. Así, la seguridad debe ser lo más importante para el diseñador. Sin embargo es difícil evaluar en la etapa de diseño, qué tan seguro será realmente el diseño. Hay mucha incertidumbre en los factores que influyen en la seguridad y la economía, algunos de ellos son:

- La incertidumbre de la carga.
- La incertidumbre de la resistencia y el material.
- La incertidumbre del comportamiento estructural.

Estas incertidumbres dificultan el trabajo del diseñador para garantizar que una estructura será completamente segura. Todo lo que el diseñador puede ofrecer es que el riesgo a la falla es mínima.

Considerando un elemento estructural (por ejemplo, una viga) diseñado para transmitir una carga nominal. Se calculan los momentos de flexión producidos por las cargas. Estos momentos se comparan con la resistencia de la viga. La distribución estadística de la resistencia de los elementos es mostrada en la curva (a).

Del mismo modo, las variaciones de las cargas máximas aplicadas y en consecuencia, los efectos de las cargas (como el momento a flexión) que los diferentes elementos estructurales podrían encontrar en su vida de servicio, son mostradas en la curva (b). La incertidumbre aquí, es que existe variabilidad en las cargas aplicadas y en la distribución de la carga a través de la estructura.



**Figura 1.1 Significado estadístico de seguridad.**

Fuente: Kumar, S. y Kumar S. *Design Steel Structures. Limit State Design. [2009]*.

Los requisitos básicos que debe cumplir toda estructura son:

$$Capacidad \geq Demanda$$

Se denomina estado límite a aquella condición de la estructura en que cesa de cumplir su función. Los estados límites se dividen en dos categorías: Resistencia y Servicio.

El estado de resistencia o falla, se refiere al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura. Para los miembros de acero, la falla puede ser una deformación permanente o una ruptura, y puede expresarse de la siguiente manera:

$$\text{Resistencia nominal} \geq \text{Resistencia requerida}$$

El estado límite de servicio, considera aquellas condiciones que la estructura ya no es apta para proveer el uso para la que fue diseñada. Los estados límites más comunes en el diseño estructural son: Deflexión, vibración, esbeltez, rotación, entre muchas otras.

$$\text{Comportamiento admisible} \geq \text{Comportamiento real}$$

## 1.2 Criterios de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

El LRFD fue desarrollado en los años 80's como un método de diseño alternativo al método ASD. Está basado en una filosofía de estado límite.

En general, el método LRFD utiliza una aproximación estadística para determinar las cargas factorizadas que posteriormente son comparadas contra las resistencias últimas de los miembros:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1.2.1)$$

donde:

- $\lambda_i$  = Factor de carga.
- $Q_i$  = Trabajo o carga de servicio.
- $\phi$  = Factor de reducción.  
= 0.90 para estados límite que involucren fluencia.  
= 0.70 para estados límite que involucren ruptura.
- $R_n$  = Resistencia nominal del miembro.

La sumatoria debe considerar cargas de diferentes orígenes, permitiendo asignar un valor de factor de carga diferente para cada tipo de carga. Del otro lado, se representa la capacidad o resistencia estructural límite, conocida como resistencia de diseño, proporcionada por el elemento estudiado.

Las siguientes 6 combinaciones de cargas son usadas para obtener la carga factorizada más severa:

$$\begin{aligned} & 1.4D \\ & 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \\ & 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + 0.5(L \text{ o } 0.8W) \\ & 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \\ & 1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S \\ & 1.2D + (1.6W \text{ o } 1.0E) \end{aligned} \quad (1.2.2)$$

donde

- $D$  = Cargas muertas de servicio.
- $L$  = Carga viva sobre el piso de servicio.
- $L_r$  = Carga viva de servicio sobre el techo.
- $S$  = Carga por nieve.
- $R$  = Carga por lluvia.
- $W$  = Carga por viento.
- $E$  = Carga por sismo.

Estos factores de carga consideran ciertas incertidumbres en la determinación de cargas e imprecisiones en la teoría, proporcionando un margen de confiabilidad.

## 1.3 Criterios de diseño por esfuerzos permisibles (ASD)

El método de diseño por esfuerzos permisibles (ASD) está basado en los niveles de esfuerzo de una componente, no exceda la del esfuerzo específico permisible bajo cargas de servicio. Para cada una de las componentes bastantes y diferentes límites de esfuerzo permisibles que deberán ser revisados.

La ecuación básica de diseño para el método ASD es la que se muestra a continuación:

$$\sum Q_i \leq R_n/\Omega \quad (1.3.1)$$

donde:

- $Q_i$  = Trabajo o carga de servicio.  
 $\Omega$  = Factor de seguridad.  
 = 1.67 para estados limite que involucren fluencia.  
 = 2.00 para estados limite que involucren ruptura.  
 = 1.5  
 $\frac{\Omega}{R_n}$  = Resistencia nominal del miembro.

En la filosofía del diseño por esfuerzos permisibles, la variabilidad del total de las cargas y la resistencia del elemento se colocan de lado de la resistencia de la ecuación en la forma de factor de seguridad. Los factores de seguridad siempre son mayores a uno.

Las siguientes 7 combinaciones de cargas son usadas para obtener la carga factorizada más severa:

$$\begin{aligned}
 & D \\
 & D + L \\
 & D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R) \\
 & D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \\
 & D \pm (W \text{ o } 0.7E) \\
 & D + 0.75(W \text{ o } 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \\
 & 0.6D \pm (W \text{ o } 0.7E)
 \end{aligned} \quad (1.3.2)$$

donde

- $D$  = Cargas muertas de servicio.  
 $L$  = Carga viva sobre el piso de servicio.  
 $L_r$  = Carga viva de servicio sobre el techo.  
 $S$  = Carga por nieve.  
 $R$  = Carga por lluvia.  
 $W$  = Carga por viento.  
 $E$  = Carga por sismo.

## 1.4 Referencias

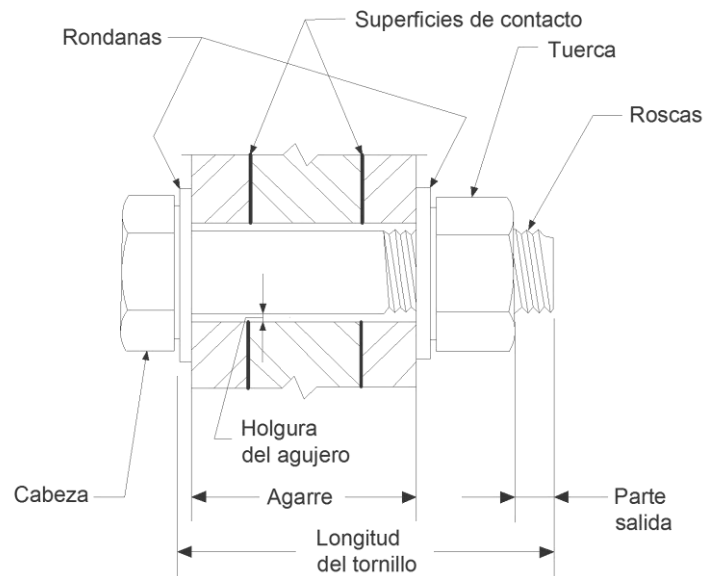
Kumar, P. S. (Diciembre de 2009). *NPTEL*. Obtenido de <http://nptel.ac.in/courses/105106112/9>

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V.

## 2 Tornillos

Las conexiones atornilladas son el reemplazo de las antiguas conexiones remachadas, su uso en la construcción de estructuras metálicas se ha hecho popular debido a las facilidades que presenta el tornillo como elemento de conexión.

Un ensamble simple atornillado generalmente está compuesto de un tornillo, una tuerca y de ser necesario, una rondana (Figura 2.1). Si la especificación indica que se debe usar una rondana en la conexión, ésta se coloca bajo el elemento que se va a atornillar. El tamaño nominal de un tornillo es el diámetro,  $d$ , del vástago liso del tornillo.



**Figura 2.1 Ensamble (conexión simple) de un tornillo de alta resistencia.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 182.

### Tornillos

El tornillo de uso estructural está compuesto por una cabeza con forma hexagonal (generalmente llamada cabeza hexagonal pesada), un vástago liso, y una parte roscada (cuerda o hilo) que permite la inserción de una tuerca, estas y otras características de un tornillo estructural se pueden ver en la Figura 2.2a.

### Tuercas

Las tuercas hexagonales pesadas son las tuercas que se utilizan en ensambles con tornillos de cabeza hexagonal pesada, su tamaño nominal es el mismo que el de la cabeza. La tuerca ASTM<sup>1</sup> A563 Grado C es la tuerca recomendada para ser utilizada con tornillos A325, lo que la convierte en la más frecuente. Para los tornillos A490 la tuerca recomendada es la ASTM A563 Grado DH (Figura 2.2a).

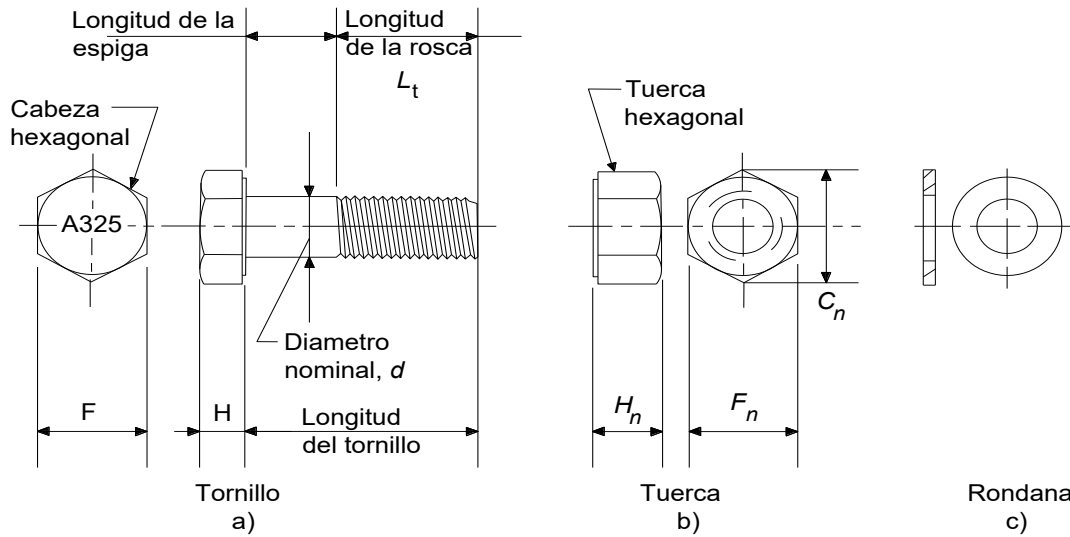
### Rondana

La rondana tiene dos funciones principales en una conexión atornillada, distribuir la fuerza de una manera más uniforme y aportar una superficie endurecida, no abrasiva bajo el elemento atornillado inferior, aunque algunas veces también se utiliza una rondana entre la cabeza y el elemento

<sup>1</sup> ASTM: *American Society for Testing Materials* (Sociedad Americana de Prueba de Materiales)



atornillado superior. Las rondanas se encuentran regidas por la especificación ASTM F436. (Figura 2.2c)



**Figura 2.2 Tornillo, tuerca y rondana de alta resistencia.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 182.*

Los tornillos ASTM A325 y A490, las tuercas ASTM A563 y las rondanas ASTM F436, son manufacturados con las dimensiones especificadas en el ANSI<sup>2</sup>/ASME<sup>33</sup> B18.2.6. Las dimensiones básicas definidas en la Figura 2.2, son mostradas en la Tabla 2.1 (Tabla C-2.1 de las Especificaciones para juntas estructurales usando tornillos de alta resistencia, del RCSC<sup>4</sup>) para los diámetros comúnmente utilizados en la práctica.

**Tabla 2.1 Dimensiones de tornillos y tuercas.**

Diámetro nominal del tornillo [in].	Dimensiones para tornillos con cabeza hexagonal pesada [in]			Dimensiones de las tuercas hexagonales pesadas [in]	
	Ancho entre lados opuestos, F.	Altura, H.	Longitud de rosca, Lt.	Ancho entre lados opuestos, Fn.	Altura, Hn.
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	1 7/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 7/32

Fuente: RCSC, *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*, Agosto 1, 2014, Chicago, IL, pp 16.2-11.

<sup>2</sup> ANSI: *American National Standards Institute* (Instituto Nacional Americano de Estándares).

<sup>3</sup> ASME: *American Society of Mechanical Engineers* (Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos).

<sup>4</sup> RCSC: *Research Council On Structural Connections* (Consejo de Investigación en Conexiones Estructurales).

### Longitud del tornillo

La longitud de un tornillo,  $L$ , se obtiene sumando el agarre más las tolerancias para las rondanas, más la longitud dada en la Tabla 2.2 (Tabla C-2.2 de las Especificaciones para juntas estructurales usando tornillos de alta resistencia, del RCSC), posteriormente esta longitud se ajusta al inmediato incremento superior de  $1/4$  o  $1/2$  [in] para longitudes que excedan las 6 [in].

**Tabla 2.2 Selección del incremento en la longitud del tornillo.**

Diámetro nominal del tornillo [in]	Agregar esta longitud a la suma de los espesores de los materiales a conectar para determinar la longitud requerida del tornillo (grip) [in]
$1/2$	$1^{11}/16$
$5/8$	$7/8$
$3/4$	1
$7/8$	$1^{1}/8$
1	$1^{1}/4$
$1^{1}/8$	$1^{1}/2$
$1^{1}/4$	$1^{5}/8$
$1^{3}/8$	$1^{3}/4$
$1^{1}/2$	$1^{7}/8$

Fuente: RCSC, *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*, Agosto 1, 2014, Chicago, IL, pp 16.2-13.

## 2.1 Ventajas y desventajas del uso del tornillo

El uso de tornillos ofrece las siguientes ventajas:

- La ejecución de conexiones puede realizarse en condiciones atmosféricas adversas.
- Plazos de ejecución más cortos.
- Mano de obra menos especializada.
- Montaje más económico en comparación con otro tipo de conexión.
- No cambia ni interfiere con el tratamiento térmico de las piezas unidas.
- Facilidad para unir distintos materiales con distintos tipos de fabricación.

Las desventajas de emplear tornillos son las siguientes:

- No son herméticas a los fluidos.
- Existen fuerzas de tensión en la zona de los agujeros.
- Puede debilitarse ante cargas dinámicas, vibraciones y variaciones de temperatura.
- Suele presentar corrosión en la tuerca o cabeza del tornillo

## 2.2 Tipos de Tornillos y su Resistencia Nominal

De manera general, existen tornillos ordinarios o comunes y tornillos de alta resistencia, por obvias razones los tornillos más utilizados en la construcción con acero son los de alta resistencia, para efectos prácticos los clasificamos de acuerdo a la especificación ASTM de la siguiente manera:

- *ASTM 307* : Tornillos ordinarios de acero al carbono, con una resistencia mínima a la tensión de 60 [ksi].
- *ASTM A325*: Tornillos (alta resistencia) estructurales de acero con un contenido medio de carbono con tratamientos térmicos, tienen una resistencia mínima a la tensión que va de los 105 a 120 [ksi].

- *ASTM A490*: Tornillos estructurales de acero con aleaciones, con tratamiento térmico, cuentan con una resistencia mínima a la tensión de 150 [ksi].

La resistencia nominal de los distintos tipos de tornillos sujetos a cortante o a tensión se obtiene de la Tabla 2.3 (Tabla J3.2 de las Especificaciones del AISC<sup>5</sup>).

**Tabla 2.3 Esfuerzo nominal de sujetadores y partes roscadas, [ksi] ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )**

Descripción del Sujetador	Esfuerzo de Tensión Nominal, $F_{nt}$ , Ksi ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	Esfuerzo Cortante Nominal en Conexión Tipo Aplastamiento, $F_{nv}$ , Ksi ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )
Tornillos A307	45 (3 163.81) <sup>[a] [b]</sup>	24 (1 687.37) <sup>[b] [c] [f]</sup>
Tornillos A325, cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	90 (6 327.63) <sup>[e]</sup>	48 (3 374.73) <sup>[f]</sup>
Tornillos A325, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	90 (6 327.63) <sup>[e]</sup>	60 (4 218.42) <sup>[f]</sup>
Tornillos A490, cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	113 (7 944.69) <sup>[e]</sup>	60 (4 218.42) <sup>[f]</sup>
Tornillos A490, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	113 (7 944.69) <sup>[e]</sup>	75 (5 273.02) <sup>[f]</sup>
Partes roscadas que cumplan con los requisitos de la sección A3.4 (Especificaciones del AISC), cuando las cuerdas no están excluidas de los planos de corte.	$0.75F_u^{[a,d]}$	$0.40F_u$
Partes roscadas que cumplan con los requisitos de la sección A3.4 (Especificaciones del AISC), cuando las cuerdas están excluidas de los planos de corte.	$0.75F_u^{[a,d]}$	$0.50F_u^{[a,c]}$

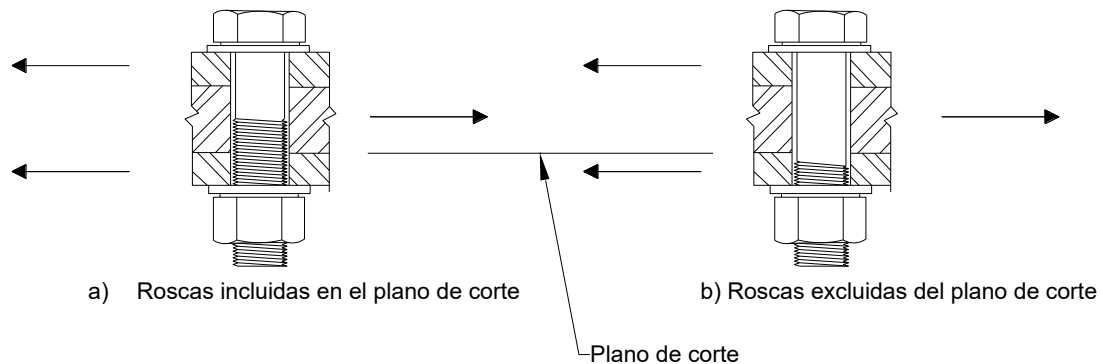
[a] Sujeto a los requerimientos del Apéndice 3 (Diseño por fatiga) de las Especificaciones del AISC.  
 [b] Para tornillos A307, los valores tabulados se reducirán en 1% por cada  $1/6$  [in] para agarres mayores a 5 diámetros.  
 [c] Roscas permitidas en los planos de corte.  
 [d] La resistencia nominal por tensión de la porción roscada de una barra recalcada, basada en el área de la sección transversal en su diámetro mayor que la rosca  $A_D$ , será mayor que el área nominal de la barra antes de recalcarla multiplicada por  $F_y$ .  
 [e] Para tornillos A325 y A490 sujetos a carga de fatiga a tensión. (Apéndice 3 de las Especificaciones del AISC)  
 [f] Cuando las conexiones tipo aplastamiento usadas para empalmar miembros a tensión, tienen un conector tipo cuya longitud medida en forma paralela a la línea de fuerza excede 50 [in], los valores tabulados deberán reducirse en un 20%.

Fuente: *American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, Marzo, 9, 2005, sección J3, Tabla J3.2, pp 104.*

Los tornillos más utilizados por los diseñadores son los A325 con diámetros nominales de  $3/4$  y  $7/8$  [in].

<sup>5</sup> AISC: *American Institute of Steel Construction* (Instituto Americano de la Construcción en Acero)

Es importante mencionar que también existen tornillos de diseño alternativo bajo la especificación ASTM F1852 (equivalente al A325) y ASTM F2280 (equivalente al A490), esta clase de tornillos se utilizan en conexiones que requieren de un control riguroso de la tensión y serán estudiados posteriormente.



**Figura 2.3 Clasificación de tornillos con base en la ubicación relativa del plano de corte.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 202.

## 2.3 Agujeros

Determinar el tamaño, tipo y arreglo de los agujeros para tornillos es una parte importante del proceso de diseño. Los agujeros pueden ser hechos: Taladrados, punzados, de manera térmica o de corte con plasma.

Existen 4 tipos de agujeros: Estándar, sobredimensionados, de ranura corta, y de ranura larga. Cuando no es especificado el tipo de agujero, se utilizarán agujeros estándar. La Figura 2.4 muestra los cuatro tipos de agujeros.

### Agujeros Estándar

Los agujeros de tamaño estándar para tornillos son hechos con un aumento al diámetro del tornillo de  $\frac{1}{16}$  [in] para proveer una cierta cantidad de juego en los agujeros, que compensa pequeños desalineamientos en la localización del agujero, además de proporcionar una mayor flexibilidad durante el ensamble.

### Agujeros Sobredimensionados

Los agujeros sobredimensionados son permitidos en cualquiera de las capas de material en juntas de deslizamiento crítico, estos agujeros proporcionan la misma holgura adicional de  $\frac{3}{16}$  [in] en todas las direcciones.

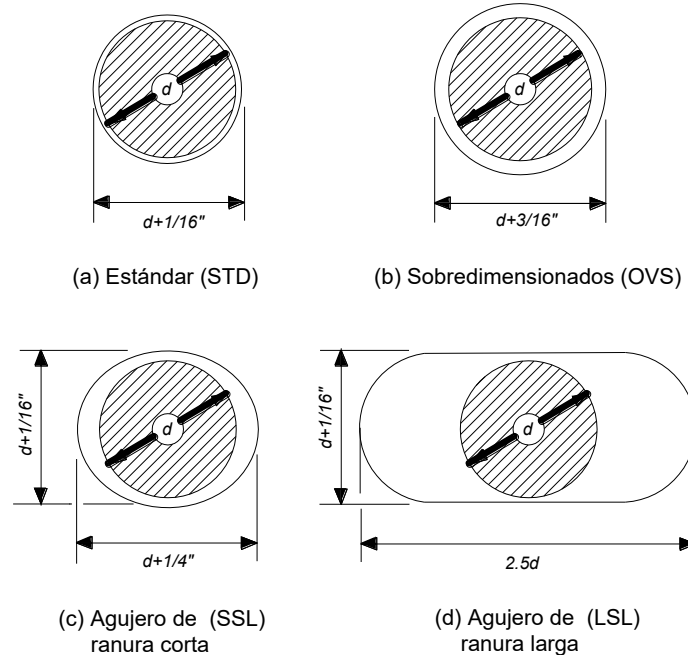
### Agujeros de Ranura Corta

Estos pueden usarse independientemente de la dirección de la carga aplicada para conexiones de deslizamiento crítico o de tipo aplastamiento si la resistencia nominal por deslizamiento es mayor que la fuerza aplicada. Es necesario usar rondanas (endurecidas si se usan tornillos de alta resistencia), sobre los agujeros de ranura corta en las capas exteriores. El uso de agujeros de ranura corta permite algunas tolerancias de maquinado y fabricación, pero no es necesario para los procedimientos de deslizamiento crítico.

### Agujeros de Ranura Larga

Estos agujeros pueden usarse sólo en una de las partes conectadas y en cualquier superficie de contacto en conexiones tipo fricción o aplastamiento. En las juntas de tipo fricción, estos agujeros pueden usarse en cualquier dirección, pero en las juntas de tipo aplastamiento las cargas deben ser

normales a los ejes de los agujeros. Si se usan agujeros de ranura larga en una capa exterior es necesario cubrirlos con rondanas o con una barra continua. En conexiones con tornillos de alta resistencia las rondanas o la barra no tienen que ser endurecidas, pero deben ser de material estructural y no deben ser menores de  $\frac{5}{16}$  [in] en su espesor. Los agujeros de ranura larga se usan generalmente cuando se hacen conexiones a estructuras existentes donde las posiciones exactas de los miembros que van a conectarse no se conocen.



**Figura 2.4 Tipos y tamaños de agujeros para tornillos. Los tamaños dados son para  $d = \frac{5}{8}, \frac{3}{4}$  y  $\frac{7}{8}$  [in] de diámetro.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 185.

## 2.4 Espaciamiento entre Tornillos y Distancias al Borde

Para poder entender las distancias que se presentan en conexiones atornilladas es necesario dar conocer las definiciones de algunos conceptos comúnmente utilizados en el estudio de este tipo de conexiones:

**Paso ( $p$ ):** Distancia de centro a centro de dos agujeros para tornillo consecutivos en líneas de gramil adyacentes, paralela a la dirección del eje del miembro.

**Gramil ( $g$ ):** Distancia perpendicular al eje longitudinal del miembro entre dos filas adyacentes de tornillos.

**Distancia al borde ( $L_e$ ):** Distancia del centro de agujero para tornillo al extremo de la conexión, medida de forma paralela a la línea de esfuerzos, también se conoce como distancia al extremo.

**Distancia lateral ( $L_s$ ):** Distancia del centro de agujero para tornillo al extremo de la conexión, medida de forma perpendicular a la línea de esfuerzos.

**Paso alternado ( $s$ ):** Espaciamiento longitudinal de centro a centro entre dos agujeros para tornillos consecutivos en líneas de gramil adyacentes.

**Distancia libre para un tornillo de extremo ( $L_{ce}$ ):** Distancia medida en la dirección de la carga, entre el borde de un agujero para tornillo de extremo y el borde de la parte conectada.

*Distancia libre para un tornillo interior ( $L_{ci}$ ):* Distancia medida en la dirección de la carga, entre el borde de un agujero para tornillo y el borde del agujero adyacente.

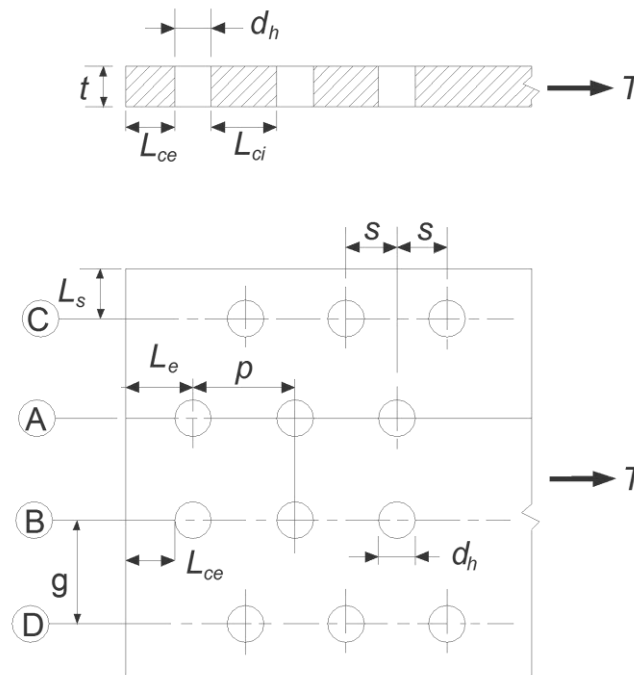
A continuación, la Figura 2.5 muestra las diferentes distancias mencionadas en una placa a tensión con cuatro filas de tornillos, los agujeros que se encuentran en las filas A y B están alineados, mientras que los agujeros de las filas C y D se encuentran alternadas respecto a las líneas A y B.

### 2.4.1 Espaciamiento Mínimo

La distancia entre centros de agujeros estándar, sobredimensionados y ranurados no deberá ser menor que 2.66 veces el diámetro nominal del tornillo,  $d$ . Una distancia de  $3d$  es preferible.

### 2.4.2 Distancia Mínima al Borde

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de un miembro conectado en cualquier dirección, no deberá ser menor a los valores aplicables de la Tabla 2.4 (Tabla J3.4 de las Especificaciones del AISC). Lo normal es que sea de 1.5 a 2 veces el diámetro del tornillo. Para la distancia entre un agujero sobredimensionado o ranurado y el borde del elemento conectado no deberá ser menor que la requerida para un agujero estándar al borde del elemento más el valor del incremento aplicable  $C_2$  de la Tabla 2.5 (Tabla J3.5 de las Especificaciones del AISC).



**Figura 2.5 Espaciamiento y distancias entre tornillos y bordes**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 187.

### 2.4.3 Máximo Espaciamiento y Máxima Distancia al Borde

La distancia máxima del centro de cualquier tornillo al borde más cercano de las partes conectadas deberá ser de 12 veces el ancho del material conectado que se encuentre en consideración, pero no deberá exceder 6 [in].

El espaciamiento longitudinal de sujetadores entre elementos en contacto continuo que consistan en una placa y un perfil o dos placas, deberá ser como se indica a continuación:

- a) Para miembros pintados o sin pintar que no estén sujetos a corrosión, el espaciamiento no deberá exceder 24 veces el grosor de la placa más delgada o 12 [in].

- b) Para miembros sin pintar de acero resistente a la intemperie sujetos a corrosión atmosférica, el espaciamiento no deber exceder de 14 veces el grosor de la placa más delgada o de 7 [in].

**Tabla 2.4 Distancia Mínima [in] al Borde<sup>[a]</sup> del Centro de un Agujero Estándar<sup>[b]</sup> al Borde de una Parte Conectada**

Diámetro del Tornillo [in]	A Ejes Cortados	A Bordes Laminados, Placas, Barras y Bordes Térmicamente Cortados <sup>[c]</sup>
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4 <sup>[d]</sup>	1
7/8	1 1/2 <sup>[d]</sup>	1 1/8
1	1 3/4	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Arriba de 1 1/4	1 3/4 × d	1 1/4 × d

[a] Se permiten menores distancias a los bordes siempre y cuando se cumplan disposiciones de la sección J3.10 de las Especificaciones del AISC.  
 [b] Para los agujeros agrandados o de ranura, ver la Tabla 2.5 (Tabla J3.5 de las Especificaciones del AISC)  
 [c] Para todas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse 1/8 [in] cuando el agujero está en un punto en donde el esfuerzo no excede el 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.  
 [d] Estos valores pueden ser 1 1/4 [in] en los extremos de ángulos de conexión para vigas.

Fuente: American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, Marzo,9, 2005, sección J3, Tabla J3.4, pp 107.

**Tabla 2.5 Valores de Incremento de Distancia de Borde C<sub>2</sub>, [in]**

Diámetro Nominal del Conector [in]	Agujero Sobredimensionado	Agujeros Ranurados		
		Eje Largo Perpendicular al Borde		Eje largo Paralelo al Borde
		Ranura Corta	Ranura Larga	
7/8	1/16	1/8	3/4 d	0
1	1/8	1/8		
≥ 1/8	1/8	3/16		

d Es el diámetro del tornillo.

Fuente: American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, Marzo,9, 2005, sección J3, Tabla J3.5, pp 108.

### 2.5 Tipos de Conexiones y su Instalación

El comportamiento que exhibirá una conexión atornillada y por lo tanto su clasificación, depende principalmente del grado al que estén apretados los tornillos y de las condiciones de las superficies que entran en contacto en la conexión. Podemos decir que las conexiones atornilladas se dividen en dos tipos: Conexiones tipo aplastamiento y conexiones tipo fricción, a su vez, las conexiones tipo aplastamiento se pueden subdividir en dos categorías por su instalación: ajuste apretado y pretensadas. En las conexiones de tipo aplastamiento, existe un deslizamiento entre los elementos conectados que se considera aceptable, lo que provoca cortante y aplastamiento sobre el tornillo. Si la conexión tipo aplastamiento requiere de una pretensión, por razones completamente diferentes al deslizamiento, se especifica una instalación pretensada a una tensión mínima especificada,  $T_b$ , que

se puede encontrar en la Tabla 2.6 (Tabla J3.1 de las Especificaciones del AISC), para todos los demás casos se especifica una instalación de tipo ajuste apretado. En las conexiones tipo fricción solo existe un tipo de instalación: deslizamiento crítico, es por eso que en la mayoría de la literatura técnica es normal que los términos se usen indistintamente. Éste tipo de conexión requiere que cumpla con las especificaciones referentes a las superficies en contacto y a una pretensión mínima de los tornillos (Tabla 2.6). La condición de las superficies en contacto, sumadas al agarre proporcionado por los tornillos (pretensión), resisten las cargas de diseño en el plano de la conexión, únicamente a través de la fricción, el deslizamiento para este tipo de conexiones es inaceptable.

**Tabla 2.6 Pretensión Mínima de Tornillos,  $T_b$ , [kips ](kgf)<sup>[a]</sup>**

Tamaño del Tornillo, [in]	Tornillos A325	Tornillos A490
$1/2$	12 (5 443.11)	15 (6 803.89)
$5/8$	19 (8 618.26)	24 (10 886.22)
$3/4$	28 (12 700.59)	35 (15 875.73)
$7/8$	39 (17 690.1)	49 (22 226.03)
1	51 (23 133.21)	64 (29 029.91)
$1\ 1/8$	56 (25 401.17)	80 (36 287.39)
$1\ 1/4$	71 (32 205.06)	102 (46 266.42)
$1\ 3/8$	85 (38 555.35)	121 (54 884.68)
$1\ 1/2$	103 (46 720.01)	148 (67 131.67)

[a] Igual al 0.70 veces la resistencia ultima de los tornillos redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para tornillos A325 y A490.

Fuente: American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, Marzo,9, 2005, Sección J3, Tabla J3.1, pp 103.

Como se mencionó en el párrafo anterior, existen tres tipos de instalación en las conexiones atornilladas, ajuste apretado (snug tight), pretensadas (pretensioned) y de deslizamiento crítico (slip-critical). El comportamiento de la junta y como afecta al servicio de la estructura, son factores determinantes en la selección del tipo de junta. Las juntas de ajuste apretado y las pretensadas tienen las mismas resistencias, es decir que se calculan de la misma manera, mientras que las juntas pretensadas y las de deslizamiento crítico tienen requerimientos similares para su instalación, aunque en las juntas de deslizamiento crítico son necesarias preparaciones especiales en las superficies de contacto.

Todos los tornillos regulares se instalan con el método ajuste apretado y los tornillos de alta resistencia pueden ser instalados por el método ajuste apretado, pretensado o deslizamiento crítico.

### 2.5.1 Ajuste Apretado (Snug-tight)

La condición de ajuste apretado es definida como el atornillado de los elementos ya sea de manera mecánica o manual. Los tornillos instalados de esta manera estarán claramente identificados en el diseño y en los planos de montaje.

Se permite que los tornillos sean instalados mediante el método de ajuste apretado cuando se usan en:

- Conexiones de tipo aplastamiento
- Aplicaciones de tensión o combinación de corte y tensión, solamente para tornillos (ASTM A325), donde el aflojamiento o fatiga debida a la vibración o fluctuaciones de la carga no se consideran en el diseño.

Para este tipo de instalación, los tornillos se aprietan sin holgura. Esto se logra cuando todas las placas de material que componen la conexión están en contacto firme entre sí, para alcanzar esta condición se requiere del esfuerzo total de un trabajador con una llave manual o del apretado que se



obtiene después de unos pocos golpes con una llave de impacto. En este tipo de condición, existe un pequeño deslizamiento ya que los agujeros son de dimensiones mayores a los del vástago del tornillo.

### 2.5.2 Pretensado (Pretensioned)

Los tornillos pretensados, se definen como los tornillos de alta resistencia apretados a la mínima carga de pretensión especificada. La instalación de tornillos pretensados debe ser empleada en las conexiones descritas a continuación:

- Empalmes de columna en todas las estructuras de pisos múltiples por sobre los 125 [ft] (38 m) de altura.
- Conexiones de todas las vigas a columnas y cualquier otra viga que fije un arriostamiento de columna en estructuras por sobre los 125 [ft] (38 m) de altura.
- En todas las estructuras que soporten grúas sobre 11 [kips] (5 000 kgf) de capacidad: empalmes de vigas de celosías de techo y conexiones de celosías a columnas, empalmes de columnas, arriostamiento de columnas, cartelas y soportes de grúas.
- Conexiones para el soporte de maquinaria y otras sobrecargas que produzcan cargas de impacto o cargas reversibles.

### 2.5.3 Deslizamiento Crítico (Slip – Critical)

La instalación del tornillo de deslizamiento crítico, depende de la fricción inducida entre las partes conectadas por parte de la sujeción de los tornillos pretensados para transferir la carga de una parte conectada a otra. El deslizamiento no ocurre con cargas de servicio y las fuerzas entre las placas conectadas se transfieren por fricción.

Se requiere de conexiones de deslizamiento crítico en las siguientes aplicaciones que impliquen cortante o cortante y tensión combinados:

- Conexiones que son sujetas a cargas de fatiga con inversión de la carga.
- Conexiones que utilicen agujeros sobredimensionados.
- Conexiones que utilicen agujeros ranurados, excepto aquellas con carga aplicada aproximadamente normal (con 80 a 100 grados) en dirección a la dimensión larga del espacio.
- Conexiones en las que se deslizan en la superficie de contacto y sería perjudicial para el comportamiento de la estructura.

Siempre que sea posible, las juntas de ajuste apretado deben ser utilizadas debido a que son las más económicas y rápidas de instalar. Las juntas de tipo deslizamiento crítico son por mucho, las más costosas y deben ser especificadas únicamente cuando las cualidades únicas de este tipo de juntas sean requeridas para un correcto desempeño de la estructura.

Se recomienda de ser posible se usen conexiones de ajuste apretado. Si el ajuste apretado no está permitido por las condiciones de la conexión y una junta de tipo deslizamiento crítico no es requerida, se recomienda especificar juntas pretensadas.

La Tabla 2.7 (Tabla 4.1 de las Especificaciones para juntas estructurales usando tornillos de alta resistencia, del RSCS) que resume las aplicaciones y los requerimientos para los tres tipos de juntas.

**Tabla 2.7 Resumen de aplicaciones y requerimientos para juntas atornilladas.**

Transferencia de carga	Aplicación	Tipo de Junta	¿Preparación de las superficies en contacto?
Solo Cortante	Resistencia a la carga cortante por aplastamiento	AA (ST)	No
	Resistencia a la carga cortante por aplastamiento. Pretensión requerida en el tornillo, por razones diferentes al deslizamiento crítico.	PT	No
	Resistencia al cortante por fricción en las superficies de contacto.	DC (SC)	Si
Cortante y Tensión Combinados	Resistencia a la carga cortante por aplastamiento. La carga a tensión solamente es estática.	AA (ST)	No
	Resistencia a la carga cortante por aplastamiento. Pretensión requerida en el tornillo, por razones diferentes al deslizamiento crítico.	PT	No
	Resistencia al cortante por fricción en las superficies de contacto.	DC (SC)	Si
Solo Tensión	Solo cargas estáticas.	AA (ST)	No
	Todas las otras condiciones para cargas que sólo sean a tensión.	PT	No
AA (ST): Ajuste Apretado (Snug-Tight) PT: Pretensado (Pretensioned) DC (SC): Deslizamiento Crítico (Slip-Critical)			

*Research Council On Structural Connections, Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts, Agosto 1, 2014, Chicago, AISC, table 4.1, pp 16.2-26.*

## 2.6 Métodos de Apretado para Instalaciones en Deslizamiento Crítico y Pretensadas

Existen diversos métodos para lograr el nivel de tensión requerida por el tornillo, estos procedimientos, como el giro de la tuerca, la llave calibrada, tornillos de diseño alternativo y el indicador de tensión directa (DTI), son discutidos en los siguientes párrafos.

Es importante destacar que no existe una tensión máxima a la cual deba pararse el apretado de un tornillo, los tornillos pueden apretarse a la tensión máxima que no los rompa, que le permita desempeñarse con eficiencia. Si un tornillo se llega a romper cuando se esté tensado, simplemente se reemplaza por otro sin ningún tipo de consecuencias.

### 2.6.1 Método del Giro de la Tuerca

Los tornillos se llevan a una condición de apretado sin holgura y posteriormente se le da un giro de entre  $\frac{1}{3}$  y 1 vuelta completa dependiendo de la longitud del tornillo y de la inclinación de las superficies entre sus cabezas y tuercas.

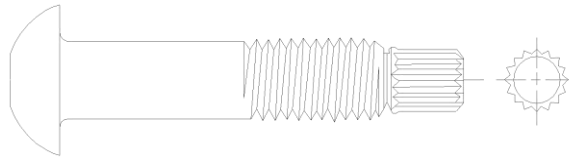
### 2.6.2 Método de la Llave Calibrada

Los tornillos son apretados con una llave de impacto, previamente ajustada para detenerse cuando se alcanza el torque necesario para lograr la tensión especificada. Para este método es vital que las llaves se calibren diariamente.

### 2.6.3 Tornillos de Diseño Alternativo

Los tornillos de diseño alternativo son aquellos que cumplen con propiedades geométricas, químicas y mecánicas especificadas para ASTM A325 Y A490, pero que tienen una característica adicional,

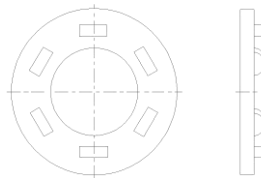
un extremo ranurado desprendible. Cuentan con llaves de instalación especiales para establecer un nivel específico de tensión en el que el extremo ranurado se romperá. Como ya se ha mencionado en párrafos anteriores los tornillos F1852 y F2280 (Figura 2.6) son ejemplos de esta clase de tornillos.



**Figura 2.6** tornillo de diseño alternativo (Twist off tension control).

#### 2.6.4 Indicador de Tensión Directa

Un indicador directo de tensión DTI (por sus siglas en inglés Direct Tension Indicator), consiste en una rondana endurecida con protuberancias en sus caras en forma de pequeños arcos, estos arcos se aplastan conforme se aprieta el tornillo, la magnitud de la abertura (espacio entre la rondana y el material conectado) es una medida de la tensión. La Figura 2.7 muestra un dispositivo DTI.

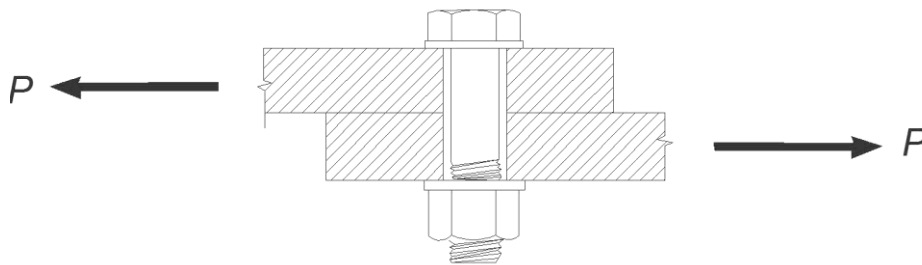


**Figura 2.7** Rondana DTI.

## 2.7 Comportamiento de Conexiones Atornilladas

La fuerza más común para la que se diseñan las conexiones atornilladas es a cortante. Existen dos tipos de uniones comunes (unión hace referencia al arreglo de la junta): las uniones traslapadas y las uniones a tope.

Consideremos una unión traslapada simple, que consta de un solo tornillo con agujero estándar, como la que se muestra en la Figura 2.8. En el momento en que se aprieta el tornillo, éste sufre un mínimo alargamiento o elongación que a su vez induce una tensión,  $B_0$ , creando una fuerza de compresión,  $C_0$ , en la unión. La tensión que se induce al apretar el tornillo es denominada precarga en el tornillo, ésta fuerza de tensión es en cantidad, igual a la fuerza de compresión.



**Figura 2.8** Unión traslapada simple.

*Fuente: Vinnakota, S. (2006). Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 194.*

Ahora consideraremos que la unión es sometida a la carga de tensión,  $P$ , que se encuentra en el plano y actúa directamente a través del centro de gravedad del tornillo (o en su caso grupo de tornillos), además, la carga  $P$  se incrementa gradualmente. Esta situación de carga se puede entender mejor si se divide en tres etapas características, que se pueden ver en la curva Carga-Deformación de la Figura 2.9.

### Etapa I

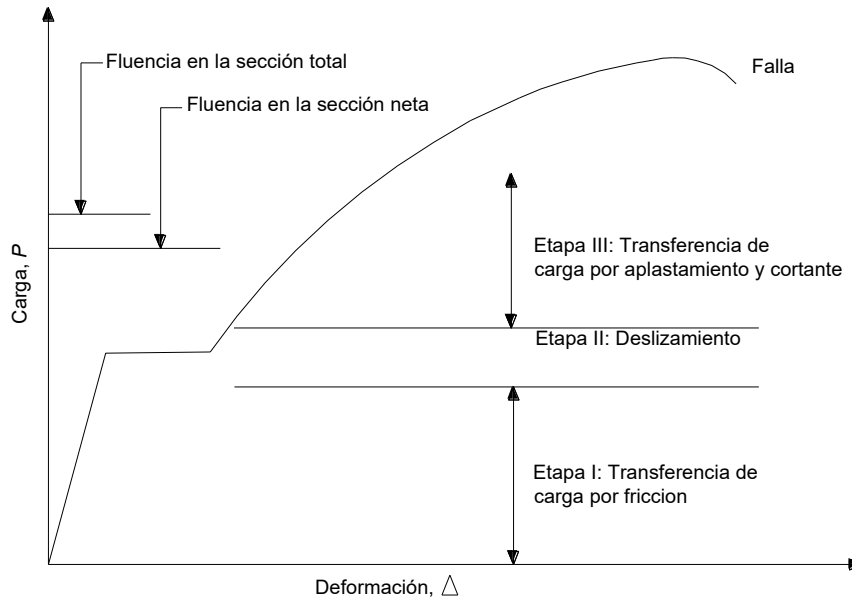
La compresión que existe en la unión genera fuerzas de fricción que desarrollan resistencia al movimiento de los elementos, por lo tanto, cuando se aplique la carga externa  $P$ , la transferencia de carga entre las placas ocurre por medio de la resistencia de fricción,  $F$ , en la superficie de contacto. La cantidad de fricción que exista es proporcional a la fuerza normal de compresión,  $C_0$ , y depende del coeficiente de fricción estático y el número de planos de deslizamiento,  $N_s$ . A ésta fuerza que se desarrolla en la unión se le llama resistencia al deslizamiento. Es necesario enfatizar que durante esta etapa, no se consideran concentraciones de esfuerzos y que el tornillo no se apoya en las placas de conexión, por lo tanto, no se encuentra sujeto a cortante.

### Etapa II

La carga,  $P$ , iguala y posteriormente excede la resistencia al deslizamiento, provocando un deslizamiento entre las placas hasta que son detenidas por los lados del tornillo, evitando de esta manera un mayor deslizamiento.

### Etapa III

La carga,  $P$ , se trasmite debido al contacto entre las placas y el tornillo y por cortante en los tornillos, la presión de aplastamiento que ejerce el tornillo sobre las placas es igual y opuesta a la presión ejercida por la placa sobre el tornillo, podemos decir que en la Etapa III, la transferencia de carga se realiza mediante cortante sobre el tornillo en la superficie de contacto, durante el desarrollo inicial de esta etapa, el tornillo (o tornillos) y las placas se deforman en el rango elástico, sin embargo, mientras aumenta la carga externa, las placas, el tornillo o ambos fluyen, disminuyendo la rigidez de la conexión, posteriormente ocurre la falla.



**Figura 2.9 Comportamiento de una conexión atornillada sujeta a fuerza cortante.**

Fuente: Sriramulu Vinnakota, *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD*. Mc Graw-Hill Interamericana. Primera edición, 2006, México, Capítulo 6, pp.194.

## 2.8 Resistencia de Tornillos en Conexiones Tipo Aplastamiento

### 2.8.1 Resistencia a cortante o tensión

La resistencia de diseño a tensión o de corte,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible de tensión o de corte,  $R_n/\Omega$ , de un tornillo de alta resistencia instalado en ajuste apretado o pretensado, debe ser

determinado de acuerdo a los estados límite de ruptura en tensión o de ruptura en cortante, según sea el caso, como se indica a continuación:

$$R_n = F_n A_b N_s \quad (2.8.1)$$

Con:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

donde:

- $R_n$  = Resistencia nominal a tensión o corte, [kips].
- $F_n$  = Esfuerzo de tensión nominal,  $F_{nt}$ , o esfuerzo de cortante nominal,  $F_{nv}$ , según la Tabla 2.3 (Tabla J3.2 de las especificaciones del AISC), en [Ksi].
- $A_b$  = Área nominal del tornillo en [ $in^2$ ].
- $N_s$  = Número de planos de corte.

El esfuerzo de tensión requerido deberá incluir cualquier tensión que resulte del apalancamiento producido por la deformación de las partes conectadas.

## 2.8.2 Resistencia a Cortante y Tensión Combinados

La resistencia disponible de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , a tensión de un tornillo sujeto a una combinación de tensión y cortante debe ser determinada de acuerdo con los estados límite de rotura en tensión y cortante de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (2.8.2)$$

Con:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

donde:

- $R_n$  = Resistencia nominal a cortante y tensión combinados, [kips].
- $F'_{nt}$  = Esfuerzo de tensión nominal modificado para incluir los efectos del esfuerzo cortante, [Ksi]

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad \text{(LRFD)} \quad (2.8.3)$$

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad \text{(ASD)} \quad (2.8.4)$$

- $F_{nt}$  = Esfuerzo de tensión nominal de la Tabla 2.3, (Tabla J3.2 de las Especificaciones AISC), [ksi]
- $F_{nv}$  = Esfuerzo de corte nominal de la Tabla 2.3, (Tabla J3.2 de las Especificaciones AISC), [ksi]
- $f_v$  = Esfuerzo requerido de corte, [ksi]

El esfuerzo disponible al corte del sujetador deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida de cortante por unidad de área,  $f_v$ .

## 2.9 Resistencia de Tornillos en Conexiones Tipo Fricción (Deslizamiento Crítico)

### 2.9.1 Resistencia al Deslizamiento

A los tornillos de alta resistencia instalados en deslizamiento crítico se les permite ser diseñados para prevenir el deslizamiento como un estado límite de servicio o para satisfacer los estados límite de resistencia. De acuerdo a las Especificaciones del AISC J3.8, las conexiones también deberán ser revisadas para Tensión o Cortante (J3.6), tensión y cortante combinados (J3.9) y resistencia al aplastamiento (J3.10) como se verá más adelante.

De manera simplificada podemos decir que existen dos casos para este tipo de conexiones que determinan el estado límite para el que serán diseñadas, para un estado límite de servicio o para un estado límite de resistencia.

### Caso 1

Conexiones con agujeros estándar, o ranuras transversales a la dirección de la carga deberán ser diseñadas para el deslizamiento como un estado límite de servicio.

### Caso 2

Conexiones con agujeros sobredimensionados o con ranuras paralelas a la dirección de la carga, deberán diseñarse para prevenir el deslizamiento hasta el nivel de resistencia requerido.

La resistencia al deslizamiento de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia al deslizamiento permisible,  $R_n/\Omega$ , deberán determinarse para el estado límite de la siguiente manera:

$$R_n = \mu D_u h_{sc} T_b N_s \quad (2.9.1)$$

Para las conexiones del Caso 1

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

Para las conexiones del Caso 2

$$\phi = 0.85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.76 \text{ (ASD)}$$

donde:

- $R_n$  = Resistencia nominal al deslizamiento, [kips].
- $\mu$  = Coeficiente de deslizamiento para superficies Clase A o Clase B, como sea aplicable o como haya sido establecido por pruebas.
  - = 0.35 para superficies Clase A (superficies de acero sin pintar y sin rebabas de fabricación o superficies de acero limpiadas con chorro de arena con recubrimientos Clase A).
  - = 0.50 para superficies Clase B (superficies de acero sin pintar limpiadas con chorro de arena o superficie de acero limpiadas con chorro de arena con recubrimientos Clase B).
- $D_u$  = 1.13, multiplicador que refleja el radio entre la pretensión media del tornillo instalado y la pretensión mínima especificada del tornillo, el uso de otros valores queda a criterio del ingeniero estructurista.
- $h_{sc}$  = Factor del agujero, determinado de la siguiente manera:
 

(a) Para agujeros de tamaño estándar	$h_{sc} = 1.00$
(b) Para agujeros sobredimensionados y de ranura corta	$h_{sc} = 0.85$
(c) Para agujeros con ranuras largas	$h_{sc} = 0.70$
- $T_b$  = Pretensión mínima del sujetador dada en la Tabla 2.6 (.Tabla J3.1 de las Especificaciones del AISC), en [ksi].
- $N_s$  = Número de planos de deslizamiento.

## 2.9.2 Resistencia a cortante y tensión combinados

Cuando una conexión a deslizamiento crítico esté sujeta a una tensión aplicada que reduce la fuerza neta del prensado, la resistencia disponible al deslizamiento por tornillo deberá multiplicarse por el factor,  $K_s$ , de la siguiente manera:

$$K_s = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b N_b} \quad (LRFD) \quad (2.9.2)$$

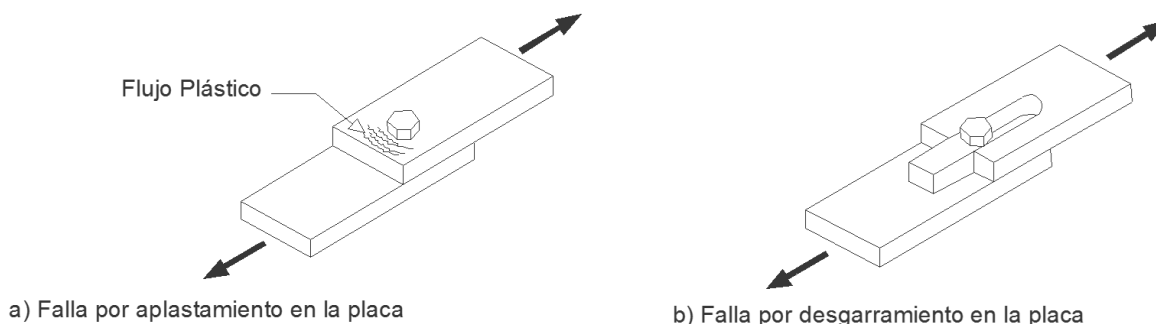
$$K_s = 1 - \frac{1.5T_a}{D_u T_b N_b} \quad (ASD) \quad (2.9.3)$$

donde:

- $N_b$  = Número de tornillos soportando la tensión aplicada.
- $T_a$  = Fuerza de tensión permisible debido a la combinación de cargas ASD, [ksi].
- $T_b$  = Mínima tensión del sujetador dado en la Tabla 2.6(Tabla J3.1 de las Especificaciones AISC), [ksi].
- $T_u$  = Fuerza de tensión última debido a la combinación de cargas LRFD, [ksi].

## 2.10 Resistencia por Aplastamiento en Agujeros de Tornillos

La falla por aplastamiento de una conexión atornillada depende, en gran manera, de la distancia libre entre bordes, ya sea interna ( $L_{ci}$ ) o externa ( $L_{ce}$ ). Se ha comprobado mediante estudios que para valores grandes de  $L_c$ , el agujero se alarga debido a la existencia de grandes deformaciones en el material de la placa que se encuentra justo en frente del tornillo (Figura 2.10a). Sin embargo, si la distancia libre resulta muy pequeña, el tornillo desgarrará la placa conectada (Figura 2.10b). Para los dos modos de falla descritos, la resistencia al aplastamiento de un tornillo hace referencia a la resistencia al aplastamiento de la placa conectada, este material suele ser crítico la mayoría de las veces si se le compara con el del tornillo.



**Figura 2.10 Estados límite de falla en conexiones atornilladas.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 200.*

### 2.10.1 Estado Límite de Deformación (Aplastamiento) del Agujero

Para el diseño de tornillos se simplifica la distribución de esfuerzos de aplastamiento y se determina como uniformemente distribuidos sobre un área proyectada del vástago del tornillo sobre la placa conectada, ésta área rectangular se obtiene de la multiplicación del espesor de la placa por el diámetro del tornillo. De esta manera, la resistencia al aplastamiento de la placa debida al tornillo es:

$$R_n = F_u dt \quad (2.10.1)$$

donde:

- $R_n$  = Resistencia nominal al aplastamiento de la placa conectada, [kips].
- $F_u$  = Esfuerzo nominal al aplastamiento de la placa, [ksi].
- $d$  = Diámetro nominal del tornillo, [in].
- $t$  = Espesor de la placa, [in].

Estudios realizados han demostrado que para valores de esfuerzo nominal iguales a  $2.4F_u$ , se desarrollan elongaciones en los agujeros menores a  $0.25 [in]$ , en tornillos con agujeros estándar, sobredimensionados, o de ranuras cortas. Estudios realizados posteriormente, han demostrado que la elongación total de un agujero estándar cargado con un esfuerzo nominal de  $3.0F_u$ , se encuentra en el orden del diámetro del tornillo, por lo tanto, si la deformación alrededor del agujero del tornillo

no es una consideración de diseño y si se proporciona una distancia al extremo adecuada, el esfuerzo nominal al aplastamiento puede elevarse a  $3.0F_u$ . En el caso de agujeros de ranura larga perpendicular a la dirección de la carga el esfuerzo nominal al aplastamiento se limita a  $2.0F_u$ .

A manera de resumen podemos decir que cuando  $L_c \geq 2.0d$ , la resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , al aplastamiento de la placa conectada, correspondiente al estado límite de deformación del agujero está dada por:

$$R_n = F_u dt \quad (2.10.2)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

- $= (2.4F_u)dt$  Cuando la deformación del agujero bajo carga de servicio es una consideración de diseño, para tornillos estándar, sobredimensionados y de ranura corta.
- $= (3.0F_u)dt$  Cuando la deformación del agujero no es una consideración de diseño.
- $= (2.0F_u)dt$  Para tornillos en agujeros de ranura larga, con la ranura perpendicular a la dirección de la carga.

### 2.10.2 Estado Limite de Desgarramiento por Cortante de la Placa

Cuando la distancia al borde es pequeña ( $L_c < 2d$ ), el tornillo desgarrará el extremo de la placa conectada, como se muestra en la Figura 2.10b, este desgarramiento ocurre por fractura por cortante de la placa y por fluencia por tensión. La resistencia nominal al desgarramiento por cortante de la placa conectada está dada por:

$$R_n = 2L_c t \tau_u \quad (2.10.3)$$

donde:

- $R_n$  = Resistencia nominal al aplastamiento de la placa conectada, [kips].
- $L_c$  = Distancia libre entre bordes, [in].
- $\tau_u$  = Esfuerzo por fractura por cortante =  $0.6F_u$ , [ksi].
- $t$  = Espesor de la placa, [in].

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , al aplastamiento de un tornillo de extremo, correspondiente al estado límite de desgarramiento por cortante de la placa conectada, está dada por:

$$R_n = 1.2F_u L_c t \quad (2.10.4)$$

Con:

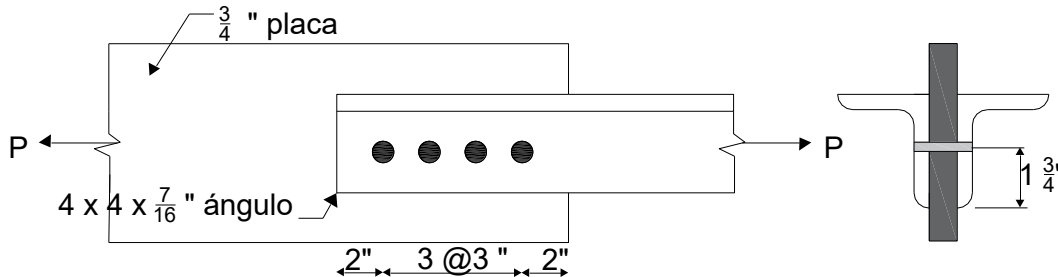
$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$



## 2.11 Ejemplos

### Ejemplo 2.1

La conexión mostrada en la Figura 2.11 consiste en cuatro tornillos A490, diámetro de  $\frac{3}{4}$  [in]. Los tornillos se encuentran instalados en ajuste apretado (snug-tight), y las roscas están excluidas de los planos de corte. La deformación alrededor del agujero es una consideración de diseño y el espaciamiento entre tornillo es el indicado. Los ángulos y la placa de conexión (gusset plate) están fabricados con acero A36. Determine la máxima carga  $P$  que puede ser aplicada en la conexión atornillada. Asuma que la conexión es satisfactoria de acuerdo a los límites de fluencia y falla a tensión, a cortante, falla por bloque de cortante, compresión, fluencia por pandeo, pandeo local, lateral y falla por flexión.



**Figura 2.11 Ejemplo 2.1.**

Espesor de la placa,  $t_{placa} = \frac{3}{4}$  [in]

Espesor de los ángulos,  $t_{ángulo} = 2(\frac{7}{16}) = \frac{14}{16}$  [in]

Revisamos la distancia que existe entre el centro del agujero y el borde del perfil, en este caso del ángulo y lo comparamos con los valores mínimos de la Tabla 2.4 (J3.4 Especificaciones AISC). Esta dimensión se obtiene de la figura.

$$L_s = 1 \frac{3}{4} > 1 \therefore \text{Es adecuado}$$

Revisamos la distancia entre el borde del agujero y el borde del material conectado,  $L_{ce}$ , en este caso la distancia es de 2 [in] al centro del agujero,  $L_e$ , por lo tanto debemos obtener la distancia entre bordes.

$$L_{ce} = \text{Distancia del centro al borde} - \left( \frac{d + \frac{1}{16}}{2} \right)$$

$$L_{ce} = 2 - \left( \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{16}}{2} \right) = 1.59 \text{ [in]}$$

De acuerdo a las ecuaciones revisadas anteriormente, para evitar el desgarre, la distancia libre deber ser:

$$L_{ce} \geq 2d$$

$$2d = 2 \times \frac{3}{4} = 1.5 \text{ [in]}$$

$$1.59 > 1.5 \therefore \text{Rige el el estado límite de deformación}$$

Ahora revisamos la distancia entre los centros de los agujeros que, de acuerdo con lo revisado anteriormente, si se desea evitar el desgarre:

$$s \geq 3d + \frac{1}{16} [in]$$

$$3 > 3\left(\frac{3}{4}\right) + \frac{1}{16}$$

$$3 > 2.31 \therefore \text{Rige el estado límite de desgarramiento}$$

Como fue posible evitar que gobernara el desgarre, la ecuación para obtener la resistencia por aplastamiento de la conexión es la siguiente:

$$R_n = 2.4dtF_u$$

A continuación se obtiene la resistencia por aplastamiento por los métodos LRFD Y ASD

LRFD	ASD
$\phi R_n = \phi 2.4dtF_u \times \text{número de tornillos}$ $\phi R_n = 0.75 \times 2.4 \times \frac{3}{4} \times \frac{3}{4} \times 58 \times 4$ $\phi R_n = 235 [kips] (106\,594.21\,kgf)$	$R_n/\Omega = \frac{2.4dtF_u \times \text{número de tornillos}}{\Omega}$ $R_n/\Omega = \frac{2.4 \times \frac{3}{4} \times \frac{3}{4} \times 58 \times 4}{2}$ $R_n/\Omega = 157 [kips] (71\,214\,kgf)$

Ahora se obtiene la resistencia por cortante con la ecuación (2.8.1), que en este caso se trata de cortante doble.

$$R_n = 2F_{nv}A_b$$

LRFD	ASD
$\phi R_n = 2\phi F_{nv} A_b \times \text{número de tornillos}$ $\phi R_n = 2 \times 0.75 \times 75 \times 0.442 \times 4$ $\phi R_n = 198.90 [kips] (90\,219.52\,kgf) \leftarrow$	$R_n/\Omega = \frac{2F_{nv} A_b \times \text{número de tornillos}}{\Omega}$ $R_n/\Omega = \frac{2 \times 75 \times 0.442 \times 4}{2}$ $R_n/\Omega = 132.6 [kips] (60\,146.35\,kgf) \leftarrow$

$\therefore$  La máxima carga que puede soportar la conexión es:

LRFD	ASD
$\phi R_n = 198.90 [kips] (90\,219.52\,kgf)$	$R_n/\Omega = 132.6 [kips] (60\,146.35\,kgf)$

### Ejemplo 2.2

Utilizando la conexión del Ejemplo 2.1, determine la máxima carga P que puede ser aplicada en la conexión atornillada, pero en este caso la deformación no es una consideración de diseño.

En el Ejemplo 2.1 ya se revisó la distancia del centro del agujero al borde del ángulo (perpendicular a la fuerza), la distancia libre entre el borde del agujero y el borde del material y la distancia entre los centros de los agujeros. Como fue posible evitar que gobernara el desgarre, la ecuación para obtener la resistencia por aplastamiento de la conexión cuando la deformación no es una consideración de diseño, es la siguiente:

$$R_n = 3dtF_u$$

A continuación se obtiene la resistencia por aplastamiento por los métodos LRFD Y ASD

LRFD	ASD
$\phi R_n = \phi 3dtF_u \times \text{numero de tornillos}$ $\phi R_n = 0.75 \times 3 \times \frac{3}{4} \times \frac{3}{4} \times 58 \times 4$ $\phi R_n = 294 \text{ [kips]} (133\ 356.16 \text{ kgf})$	$R_n/\Omega = \frac{3dtF_u \times \text{numero de tornillos}}{\Omega}$ $R_n/\Omega = \frac{3 \times \frac{3}{4} \times \frac{3}{4} \times 58 \times 4}{2}$ $R_n/\Omega = 196 \text{ [kips]} (88\ 904.1 \text{ kgf})$

La resistencia a cortante doble se obtiene directamente del Ejemplo 2.1

LRFD	ASD
$\phi R_n = 198.90 \text{ [kips]} (90\ 219.52 \text{ kgf}) \leftarrow$	$R_n/\Omega = 132.6 \text{ [kips]} (60\ 146.35 \text{ kgf}) \leftarrow$

∴ La máxima carga que puede soportar la conexión es:

LRFD	ASD
$\phi R_n = 198.90 \text{ [kips]} (90\ 219.52 \text{ kgf})$	$R_n/\Omega = 132.6 \text{ [kips]} (60\ 146.35 \text{ kgf})$

### Ejemplo 2.3

Utilizando la conexión del Ejemplo 2.1, determine la máxima carga P que puede ser aplicada en la conexión atornillada, pero en este caso considerando que los agujeros son de ranura larga transversales a la dirección de la fuerza en la placa. La deformación alrededor de los agujeros es una consideración de diseño.

La capacidad a cortante doble de la conexión se obtiene del Ejemplo 2.1.

LRFD	ASD
$\phi R_n = 198.90 \text{ [kips]} (90\ 219.52 \text{ kgf})$	$R_n/\Omega = 132.6 \text{ [kips]} (60\ 146.35 \text{ kgf})$

Revisamos la distancia que existen entre el centro del agujero y el borde del ángulo y lo comparamos con los valores mínimos de la Tabla 2.4 y el incremento  $C_2$  de la Tabla 2.5 (J3.4 y J3.5 de las Especificaciones del AISC). Esta dimensión se obtiene de la Figura 1.10.

$$L_s = 1\frac{3}{4} \text{ [in]}$$

La distancia permisible mínima se obtiene de las tablas anteriormente mencionadas.

$$L_{ce \text{ min}} = 1 \text{ in} + C_2$$

$$L_{ce \text{ min}} = 1 + \frac{3}{4}d$$

$$L_{ce \text{ min}} = 1 + \frac{3}{4}\left(\frac{3}{4}\right) = 1.56 \text{ [in]} < 1.75 \therefore \text{Es adecuada.}$$

La distancia entre el borde del agujero y el borde del material conectado, en este caso la distancia es de 2 [in] al centro del agujero, por lo tanto debemos obtener la distancia entre bordes.

$$L_{ce} = \text{Distancia del centro al borde} - \left(\frac{d + \frac{1}{16}}{2}\right)$$

$$L_{ce} = 2 - \left( \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{16}}{2} \right) = 1.59 \text{ [in]}$$

De acuerdo a las ecuaciones revisadas anteriormente, para evitar el desgarre en una conexión que considera la deformación en el diseño, la distancia libre deber ser:

$$L_c \geq 2d$$

$$2d = 2 \times \frac{3}{4} = 1.5 \text{ [in]}$$

$$1.59 > 1.5 \therefore \text{Rige el estado límite de deformación}$$

Como fue posible evitar que gobernara el desgarre, la ecuación para obtener la resistencia de la conexión es la siguiente:

$$R_n = 2dtF_u$$

A continuación se obtiene la resistencia por aplastamiento por los métodos LRFD Y ASD

LRFD	ASD
$\phi R_n = \phi 2dtF_u \times \text{numero de tornillos}$ $\phi R_n = 0.75 \times 2 \times \frac{3}{4} \times \frac{3}{4} \times 58 \times 4$ $\phi R_n = 196 \text{ [kips]} (88\ 904.1 \text{ kgf}) \leftarrow$	$R_n/\Omega = \frac{2dtF_u \times \text{numero de tornillos}}{\Omega}$ $R_n/\Omega = \frac{2 \times \frac{3}{4} \times \frac{3}{4} \times 58 \times 4}{2}$ $R_n/\Omega = 149 \text{ [kips]} (67\ 585.26 \text{ kgf})$

∴ La máxima carga que puede soportar la conexión es:

LRFD	ASD
$\phi R_n = 196 \text{ [kips]} (88\ 904.1 \text{ kgf})$	$R_n/\Omega = 132.6 \text{ [kips]} (60\ 146.35 \text{ kgf})$

### Ejemplo 2.4

Un tornillo A325 de  $\frac{3}{4}$  [in] de diámetro está sujeto a una fuerza de tensión de 3.5 [kips] debida a carga muerta y 12 [kips] debido a carga viva, y a una fuerza cortante de 1.33 [kips] por carga muerta y 4 [kips] debido a carga viva, verifique el esfuerzo combinado de acuerdo a lo anteriormente establecido. Suponga que las roscas están excluidas de los planos de corte.

Las resistencias requeridas a tensión y cortante son las siguientes:

LRFD	ASD
<b>Tensión</b> $T_u = 1.2 (3.50) + 1.6(12)$ $= 23.4 \text{ [kips]}$	<b>Tensión</b> $T_u = 3.50 + 12$ $= 15.5 \text{ [kips]}$
<b>Cortante</b> $V_u = 1.2 (1.33) + 1.6(4)$ $= 8 \text{ [kips]}$	<b>Cortante</b> $V_u = 1.33 + 4$ $= 5.33 \text{ [kips]}$

Esfuerzo nominal de un tornillo A325 a tensión y cortante:

$$F_{nt} = 90 \text{ [ksi]}$$

$$F_{nv} = 60 \text{ [ksi]}$$

Área bruta del tornillo:

$$A_b = 0.442 \text{ [in}^2\text{]}$$

Determinación del esfuerzo cortante disponible, que deberá igualar o exceder el esfuerzo requerido.

LRFD	ASD
$\phi = 0.75$ $\phi F_{nv} = 0.75 \times 60 \text{ [ksi]}$ $= 45 \text{ Ksi}$ $f_{rv} = \frac{V_u}{A_b} = \frac{8}{0.442} = 18.1 \text{ [ksi]}$ $\phi F_{nv} \geq f_{rv}$ $45 \text{ [ksi]} > 18.1 \text{ [ksi]}$ <p><i>∴ Es adecuada</i></p>	$\Omega = 2.00$ $\frac{F_{nv}}{\Omega} = \frac{60}{2} = 30 \text{ [ksi]}$ $f_{rv} = \frac{V_u}{A_b} = \frac{5.33}{0.442} = 12.1 \text{ [ksi]}$ $\frac{F_{nv}}{\Omega} \geq f_{rv}$ $30 \text{ ksi} > 12.1 \text{ ksi}$ <p><i>∴ Es adecuada</i></p>

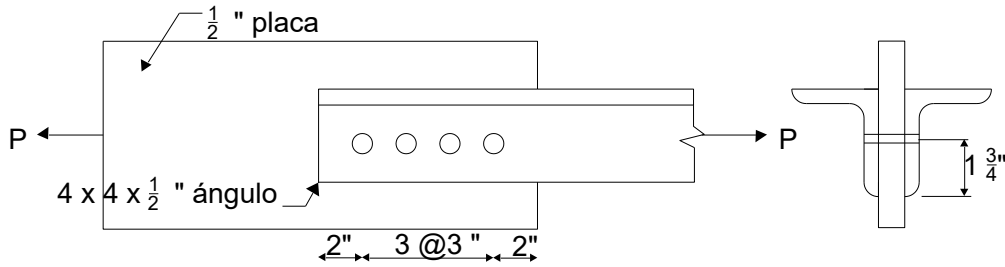
El esfuerzo de tensión disponible se determina de la siguiente manera:

LRFD	ASD
$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$ $= 1.3(90 \text{ ksi}) - \frac{90 \text{ ksi}}{0.75(60 \text{ ksi})}(18.1 \text{ ksi}) \leq F_{nt}$ $= 80.8 \text{ ksi} \leq 90 \text{ ksi}$ $R_n = F'_{nt} A_b$ $= 80.8 \text{ Ksi}(0.442 \text{ in}^2) = 35.7 \text{ kips}$ <p>Resistencia a Tensión de Diseño <math>\phi = 0.75</math></p> $\phi R_n = 0.75(35.7 \text{ kips}) = 26.7 \text{ kips}$ $26.7 \text{ kips} > 23.4 \text{ kips}$ <p><i>∴ Es adecuada</i></p>	$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$ $= 1.3(90 \text{ ksi}) - \frac{2(90 \text{ ksi})}{60 \text{ ksi}}(12.1 \text{ ksi}) \leq F_{nt}$ $= 80.7 \text{ Ksi} \leq 90 \text{ Ksi}$ $R_n = F'_{nt} A_b$ $= 80.7 \text{ Ksi}(0.442 \text{ in}^2) = 35.6 \text{ kips}$ <p>Resistencia a Tensión Permisible <math>\Omega = 2.00</math></p> $\frac{R_n}{\Omega} = \frac{35.6}{2.00} = 17.0 \text{ kips}$ $17.0 \text{ kips} > 15.5 \text{ kips}$ <p><i>∴ Es adecuada</i></p>

∴ El tornillo resiste las cargas a tensión y cortante combinados.

### Ejemplo 2.5

La conexión instalada a deslizamiento crítico mostrada en la Figura 2.12, consiste en 4 tornillos A490 con un diámetro de  $\frac{3}{4}$  [in], con agujeros de tamaño estándar con las cuerdas excluidas de los planos de corte. Los ángulos y la placa tienen superficies de contacto Clase A y son fabricados con acero con una resistencia a la tensión de  $F_u = 65$  [Ksi]. Asumiendo que los ángulos y la placa son satisfactorios, determine la fuerza cortante que puede ser aplicada a los tornillos en la conexión.



**Figura 2.12 Ejemplo 2.5.**

Para una conexión con superficies de contacto Clase A, el coeficiente de deslizamiento  $\mu$  es:

$$\mu = 0.35$$

Para agujeros estándar el factor  $h_{sc}$  es:

$$h_{sc} = 1.0$$

La pretensión mínima en el tornillo  $T_b$  es dada en la Tabla 2.6 (J3.1 de las Especificaciones AISC):

$$T_b = 35 \text{ [kips]}$$

El número de planos de deslizamiento  $N_s$  es:

$$N_s = 2$$

La resistencia nominal al deslizamiento para un tornillo es:

$$\begin{aligned} R_n &= \mu D_u h_{sc} T_b N_s \\ &= 0.35 \times 1.13 \times 1 \times 35 \times 2 \\ &= 27.68 \text{ [kips]} \end{aligned}$$

La resistencia nominal para cuatro tornillos es:

$$4R_n = 4 \times 27.68 = 110.74 \text{ [kips]}$$

Para esta conexión aplica el Caso 1, al tratarse de agujeros estándar por lo tanto la conexión se diseña con el deslizamiento como estado límite de servicio.

LRFD	ASD
Resistencia al Deslizamiento de Diseño $\phi R_n = 110.74 \text{ [kips]} (50230.8 \text{ kgf})$	Resistencia al Deslizamiento Permisible $\frac{R_n}{\Omega} = 73.82 \text{ [kips]} (33484.1 \text{ kgf})$

Si la conexión tuviera un deslizamiento y funcionara en aplastamiento, la placa con un espesor de  $1/2 \text{ [in]}$  es la parte crítica y la capacidad al aplastamiento de los cuatro tornillos es la siguiente:

Revisamos la distancia que existen entre el centro del agujero y el borde del perfil, en este caso el ángulo y lo comparamos con los valores mínimos de la Tabla 2.4 (J3.4 Especificaciones AISC). Esta dimensión se obtiene de la Figura.

$$1 \frac{3}{4} > 1 \therefore \text{Es adecuada}$$

Distancia entre el borde del agujero y el borde del material conectado, en este caso la distancia es de  $2 \text{ [in]}$  al centro del agujero, por lo tanto debemos obtener la distancia entre bordes.

$$L_c = \text{Distancia del centro al borde} - \left( \frac{d + \frac{1}{16}}{2} \right)$$

$$L_c = 2 - \left( \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{16}}{2} \right) = 1.59 \text{ [in]}$$

De acuerdo a las ecuaciones revisadas anteriormente, para evitar el desgarre en una conexión que considera la deformación en el diseño, la distancia libre deber ser:

$$L_c \geq 2d$$

$$2d = 2 \times \frac{3}{4} = 1.5 \text{ [in]}$$

$$1.59 > 1.5 \therefore \text{Rige el estado límite de deformación.}$$

Ahora revisamos la distancia entre los centros de los agujeros, que, de acuerdo con lo revisado anteriormente, si se desea evitar el desgarre:

$$s \geq 3d + \frac{1}{16} \text{ [in]}$$

$$3 > 3 \left( \frac{3}{4} \right) + \frac{1}{16}$$

$$3 > 2.31 \therefore \text{Rige el estado límite de desgarramiento}$$

Como fue posible evitar que gobernara el desgarre, la ecuación para obtener la resistencia de la conexión es la siguiente:

$$R_n = 2.4dtF_u$$

LRFD	ASD
Resistencia al Aplastamiento de Diseño $\phi R_n = \phi 2.4dtF_u \times \text{número de tornillos}$ $= 0.75 \times 2.4 \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{2} \times 65 \times 4$ $= 175.5 \text{ [kips]}$	Resistencia al Aplastamiento Permisible $\frac{R_n}{\Omega} = \frac{2.4dtF_u \times \text{número de tornillos}}{\Omega}$ $= \frac{2.4 \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{2} \times 65 \times 4}{2}$ $= 117 \text{ [kips]}$

Ahora se obtiene la resistencia por cortante, en este caso se trata de cortante doble.

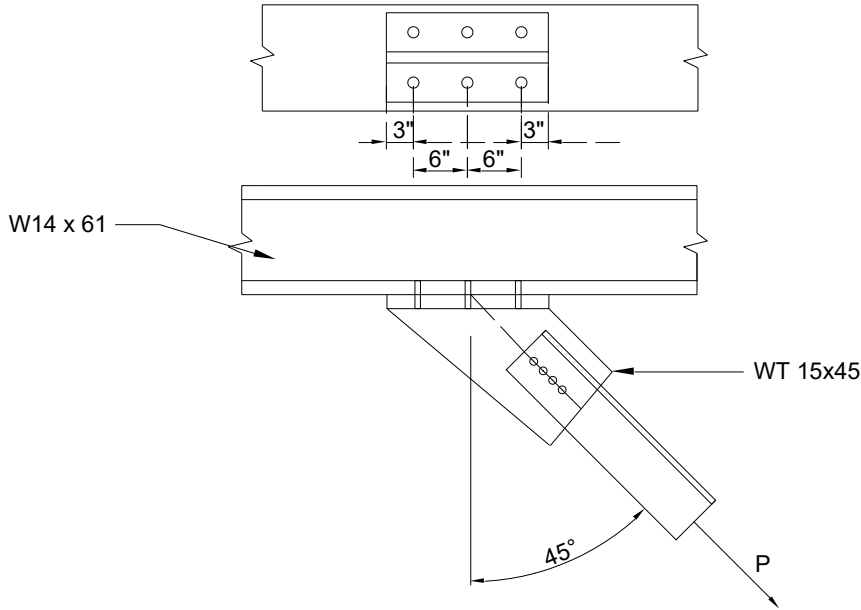
LRFD	ASD
$\phi R_n = 2\phi F_{nv} A_b \times \text{numero de tornillos}$ $\phi R_n = 2 \times 0.75 \times 75 \times 0.442 \times 4$ $\phi R_n = 198.90 \text{ [kips]}$	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{2F_{nv} A_b \times \text{numero de tornillos}}{\Omega}$ $\frac{R_n}{\Omega} = \frac{2 \times 75 \times 0.442 \times 4}{2}$ $\frac{R_n}{\Omega} = 132.6 \text{ [kips]}$

$\therefore$  La máxima carga que puede soportar la conexión es:

LRFD	ASD
$\phi R_n = 110.74 \text{ [kips]} (50230.8 \text{ kgf})$	$\frac{R_n}{\Omega} = 73.82 \text{ [kips]} (33484.1 \text{ kgf})$

**Ejemplo 2.6**

Todos los tornillos de la conexión en la Figura 2.13. Son A325 de  $\frac{3}{4}$  [in] de diámetro instalados en deslizamiento crítico con las cuerdas excluidas de los planos de corte. La placa WT y la viga son de acero grado 50. La carga de servicio P consiste en una carga muerta de 15 [kips], y una carga viva de 45 [kips]. Asumiendo que los ángulos y la conexión del ángulo a la placa WT son satisfactorios, determine si la conexión de la placa WT a la viga es adecuada para soportar la carga. La acción de apalancamiento puede ser eliminada.



**Figura 2.13 Ejemplo 2.6**  
Obteniendo la carga factorizada:

LRFD	ASD
<p>Carga Factorizada</p> $P_u = 1.2 (15) + 1.6(45)$ $= 90 \text{ [kips]}$	<p>Carga</p> $P_a = 15.0 + 45$ $= 60 \text{ [kips]}$
<p>Cortante</p> $V_u = \frac{\sin 45(90)}{6} = 10.60 \text{ [kips]}$	<p>Cortante</p> $V_a = \frac{\sin 45(60)}{6} = 7.07 \text{ [kips]}$
<p>Tensión</p> $T_u = \frac{\sin 45 (90)}{6} = 10.60 \text{ [kips]}$	<p>Tensión</p> $T_a = \frac{\sin 45(60)}{6} = 7.07 \text{ [kips]}$

Revisando el esfuerzo a tensión de cada tornillo



LRFD	ASD
$\phi_t F_{nt}$ Esfuerzo de Tension de Diseño $\phi_t F_{nt} = 0.75 \times 90 = 67.5 \text{ [ksi]}$ $f_t$ esfuerzo de tension requerido $f_t = \frac{T_u}{A_b} = \frac{10.61}{0.442} = 24.0 \text{ ksi}$ $67.5 \text{ Ksi} > 24.0 \text{ Ksi} \text{ O.K.}$	$\frac{F_{nt}}{\Omega}$ Esfuerzo de Tension Permisible $\frac{F_{nt}}{\Omega} = \frac{90}{2} = 45 \text{ [ksi]}$ $f_t$ esfuerzo de tension requerido $f_t = \frac{T_a}{A_b} = \frac{7.07 \text{ kips}}{0.442 \text{ in}^2} = 16.0 \text{ ksi}$ $45.0 \text{ Ksi} > 16.0 \text{ Ksi} \text{ O.K.}$

## Factor K

LRFD	ASD
$K_s = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b N_b}$ $= 1 - \frac{10.60}{1.13 \times 28 \times 1.0}$ $= 0.67$	$K_s = 1 - \frac{1.5 T_a}{D_u T_b N_b}$ $= 1 - \frac{1.5(7.07)}{1.13 \times 28 \times 1.0}$ $= 0.67$

La resistencia nominal al deslizamiento afectada por el factor  $K_s$ :

$$\begin{aligned}
 K_s R_n &= K_s \mu D_u h_{sc} T_b N_s \\
 &= 0.67 \times 0.35 \times 1.13 \times 1 \times 28 \times 2 \\
 &= 14.83 \text{ [kips]}
 \end{aligned}$$

La conexión entra en las limitaciones para el Caso 1 al ser una conexión con agujeros de tamaño estándar.

LRFD	ASD
Resistencia al Deslizamiento de Diseño $\phi R_n = 1.0(14.83) = 14.83 \text{ [kips]}$ $14.83 \text{ [kips]} > T_u$	Resistencia al Deslizamiento Permisible $\frac{R_n}{\Omega} = \frac{14.83}{1.5} = 9.89 \text{ [kips]}$ $9.89 \text{ [kips]} > T_a$

Si la conexión tuviera un deslizamiento y funcionara en aplastamiento, el patín con un grosor de 0.61 in es la parte crítica y la capacidad al aplastamiento de los cuatro tornillos es la siguiente:

Revisamos la distancia que existen entre el centro del agujero y el borde del perfil, en este caso el ángulo y lo comparamos con los valores mínimos de la Tabla 2.4 (J3.4 Especificaciones AISC). Esta dimensión se obtiene de la Figura 2.13.

$$3 > 1 \dots \text{O.K.}$$

Distancia entre el borde del agujero y el borde del material conectado, en este caso la distancia es de 2 in al centro del agujero, por lo tanto debemos obtener la distancia entre bordes.

$$l_c = \text{Distancia del centro al borde} - \left( \frac{d + \frac{1}{16}}{2} \right)$$

$$l_c = 3 - \left( \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{16}}{2} \right) = 2.59 \text{ [in]}$$

De acuerdo a las ecuaciones revisadas anteriormente, para evitar el desgarre en una conexión que considera la deformación en el diseño, la distancia libre deber ser:

$$l_c \geq 2d$$

$$2d = 2 \times \frac{3}{4} = 1.5 \text{ [in]}$$

$$2.59 > 1.5 \therefore \text{Rige el estado límite de descagarramiento}$$

Ahora revisamos la distancia entre los centros de los agujeros, que, de acuerdo con lo revisado anteriormente, si se desea evitar el desgarre:

$$s \geq 3d + \frac{1}{16} \text{ [in]}$$

$$6 > 3 \left( \frac{3}{4} \right) + \frac{1}{16}$$

$$6 > 2.31 \therefore \text{Rige el estado límite de deformación}$$

Como fue posible evitar que gobernara el desgarre, la ecuación para obtener la resistencia de la conexión es la siguiente:

$$R_n = 2.4dtF_u$$

LRFD	ASD
Resistencia al Aplastamiento de Diseño $\phi R_n = \phi n 2.4dtF_u$ $= 0.75 \times 1 \times 2.4 \times \frac{3}{4} \times 0.61 \times 65$ $= 53.5 \left[ \frac{\text{kips}}{\text{Tornillo}} \right] > V_u$	Resistencia al Aplastamiento Permisible $\frac{R_n}{\Omega} = \frac{n 2.4dtF_u}{\Omega}$ $= \frac{1 \times 2.4 \times \frac{3}{4} \times 0.61 \times 65}{2}$ $= 35.7 \left[ \frac{\text{kips}}{\text{Tornillo}} \right] > V_a$

Ahora se obtiene la resistencia por cortante, en este caso se trata de cortante doble.

LRFD	ASD
$\phi R_n = 2\phi F_{nv} A_b$ $\phi R_n = 2 \times 0.75 \times 60 \times 0.442$ $\phi R_n = 39.78 \text{ [kips]} (18043.9 \text{ kgf}) \leftarrow$	$R_n/\Omega = \frac{2F_{nv} A_b}{\Omega}$ $R_n/\Omega = \frac{2 \times 60 \times 0.442}{2}$ $R_n/\Omega = 26.52 \text{ [kips]} (12029.2 \text{ kgf}) \leftarrow$

$\therefore$  La conexión es adecuada

## 2.12 Referencias

American Institute of Steel Construction, INC. (2006). *Steel Design Guide 21 Welded Connections- A Primer For Engineers*. Ohio, Cleveland, E.U.A.: AISC.

American Institute of Steel Construction, INC. (2005). *Steel Construction Manual*. Chicago, Illinois, E.U.A: AISC.

McCormac, J. C. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD*. Ciudad de México: Alfaomega.

RESEARCH COUNCIL ON STRUCTURAL CONNECTIONS. (2014). *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*. Chicago, Illinois, E.U.A: AISC. Recuperado el 25 de Diciembre de 2015

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V.

Williams, A. (2011). *Steel Structures Design ASD/LRFD*. Washington: Mc Graw-Hill Comanies, Inc.

### 3 Soldadura

La soldadura se define como el proceso de unión entre metales por la acción del calor, con o sin aportación de material metálico nuevo, dando continuidad a los elementos unidos.

La soldadura se ha desarrollado hasta lograr ser una herramienta esencial en la construcción de estructuras de acero, desplazando junto con los tornillos de alta resistencia, a los antiguos y complicados remaches. Hoy en día, la soldadura se puede utilizar en todos los aspectos de la construcción de un gran edificio de acero, como la unión de columnas, la fabricación de perfiles y la conexión entre los elementos, todo esto de una manera confiable y eficiente en términos de costo.

A pesar de que hoy en día la soldadura sea bien vista por la mayoría de los ingenieros estructuristas, debemos mencionar que en algún momento esto no fue cierto. El uso de la soldadura como método de unión, a pesar de sus claras ventajas económicas, estuvo rodeado de reticencia, un cierto grado de temor a que esta no fuera resistente en condiciones de fatiga y a los problemas que se tienen para la inspección, no se contaba con una manera simple de saber cuándo una conexión soldada había cumplido con los requerimientos, de profundidad y continuidad.

El uso de la soldadura permite que las conexiones se puedan realizar de maneras casi infinitas y sin la necesidad del uso de miembros mecánicos de conexión como las placas, esto impacta directamente en el peso de la estructura y por lo tanto en su costo, pudiéndose reducir ambos hasta en un 15% de estructuras conectadas mediante tornillos o remaches.

Las estructuras soldadas tienden a tener una mejor estética, gracias a la flexibilidad que tiene para conectar aceros de diferentes grosores y resistencias, ayudando incluso en la optimización del diseño por la facilidad de conectar materiales de mayor grosor y resistencia en puntos exactos donde la estructura lo necesita. Es un hecho que la flexibilidad que presenta este método de conexión proporciona el mayor grado de libertad posible para diseñar las juntas.

Como es sabido, las conexiones son una parte crítica en el desempeño del edificio, y las conexiones soldadas no son una excepción. Una conexión soldada puede fallar si el diseño no es el correcto, si los detalles de la conexión no son correctamente especificados, o si en campo no se siguen al pie de la letra las indicaciones del ingeniero diseñador.

#### 3.1 Ventajas y Desventajas del uso de soldadura

Ventajas:

- Económicas, en cuanto al peso de la estructura, éste método de conexión puede reducir un alto porcentaje del peso total de la estructura metálica, si se carecen de placas de conexión o los sujetadores en sí (tornillos o remaches).
- Accesibilidad en el momento de la unión encampo, la soldadura presenta un área de aplicación mayor que la de los tornillos.
- La estructura final, generalmente es más rígida porque los elementos se encuentran conectados totalmente el uno al otro.
- Este proceso de fusión para lograr la conexión entre miembros de la estructura hace que las estructuras sean continuas, proporcionando una mayor flexibilidad en el diseño.
- Facilidad de cambios o corrección en el diseño original de una estructura.
- Se utiliza una menor cantidad de piezas por lo tanto se ahorra tiempo en el detallado, fabricación y montaje de la obra.
- Si la soldadura se desarrolla en taller, ésta podrá realizarse con un mayor control de calidad.

Desventajas:

- La aplicación de la soldadura requiere controles de calidad mucho más estrictos que los necesarios en conexiones atornilladas, sobre todo aquellas uniones realizadas en campo.
- Los esfuerzos residuales producto del enfriamiento de las conexiones soldadas, modifican el comportamiento estructural de los elementos.

- El atornillado, generalmente es una operación más rápida que la soldadura.
- Si se realiza soldaduras en campo, los cambios climáticos inesperados pueden retrasar las operaciones de soldadura.
- Las conexiones soldadas en obra han demostrado problemas de calidad más frecuentes que las soldaduras de taller.
- Las conexiones rígidas pueden no ser óptimas para el diseño.
- Su aplicación requiere de personal altamente calificado.

## 3.2 Procesos de Soldadura

La soldadura básicamente se puede realizar por dos métodos, por gas o por arco eléctrico, la gran mayoría de la soldadura estructural se realiza por medio del arco eléctrico. A continuación, se describe brevemente el proceso de ambos métodos.

- Soldadura por gas: Se realiza con la quema de una mezcla de oxígeno con algún tipo de gas combustible, comúnmente se utiliza acetileno, el proceso recibe el nombre de soldadura oxiacetilénica, esta mezcla es manipulada por una boquilla que es operada por un soldador o una máquina. Este tipo de soldadura suele ser lento si se le compara con la soldadura con arco y generalmente se utiliza como medio de reparación y mantenimiento, no para el montaje de una estructura.
- Soldadura por arco: Se forma un arco eléctrico entre los elementos que se sueldan y el electrodo sostenido por el operador con un portaelectrodos o por una máquina automatizada. El arco resultante es una chispa continua, entre el electrodo y las piezas que provoca la fusión de los elementos. La resistencia que se presenta por el aire entre el electrodo y las piezas convierte la energía eléctrica en calor, con una temperatura que oscila entre los 3,200 y 5,500 °C, mientras el electrodo se funde se forman gotas de metal fundido que son llevadas hacia la unión penetrando de esta manera en el metal fundido para lograr la unión.

### 3.2.1 Electroodos

Se entiende por electrodos de soldadura a las varillas o alambres utilizados para realizar la soldadura.

La clasificación de los electrodos será descrita en cada uno de los diferentes procesos de soldadura por arco eléctrico.

### 3.2.2 Procesos de Soldadura por Arco Eléctrico

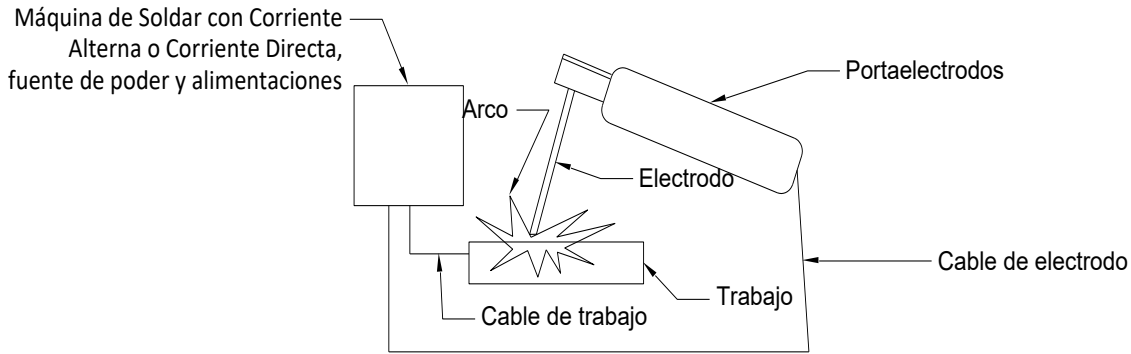
Para limitar los problemas de inspección la AWS<sup>6</sup>, acepta cuatro procesos como precalificados, significando que la soldadura es aceptable sin necesidad de pruebas complejas para determinar su eficacia, los cuatro procesos se describen a continuación:

#### 3.2.2.1 SMAW

En la Soldadura de Metal con Arco Protegido (por sus siglas en inglés *Shielded Metal Arc Welding*) se establece un arco entre el electrodo revestido y el charco fundido (Figura 3.1). La protección para el proceso es provista por el revestimiento del electrodo, que se descompone mientras el metal de aportación se consume. El metal que se encuentra en el núcleo del electrodo es fundido y se convierte en parte de la soldadura.

---

<sup>6</sup> AWS: *American Welding Society* (Sociedad Americana de Soldadura)



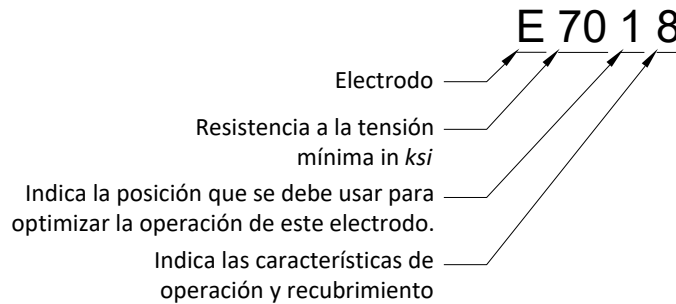
**Figura 3.1 Circuito típico para soldadura SMAW.**

Fuente: AISC, Inc. (2006). *Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers*.pp.8.

**3.2.2.1.1 Clasificación de Electroodos en SMAW**

Tanto las especificaciones AWS A5.1 y AWS A5.5 utilizan un sistema de identificación para la variedad de electrodos utilizados en la soldadura SMAW.

Utilizando de ejemplo un electrodo E7018 (Figura 3.2), la metodología de la especificación AWS A5.1 (electrodos con acero al carbón) consiste en una la letra “E” de electrodo, seguida por cuatro dígitos. Los primeros dos dígitos “70”, indican que la mínima resistencia a tensión es de 70 [ksi], el siguiente dígito, en este caso, un “1” indica que el electrodo puede ser utilizado en todas las posiciones, y por último el “8” indica que el electrodo es de revestimiento de bajo contenido de hidrógeno, y que opera en una corriente directa (DC) con el electrodo conectado a la parte positiva del circuito.



**Figura 3.2 Sistema de clasificación de Electroodos.**

**3.2.2.1.2 Aplicaciones**

La soldadura SWAM es poco frecuente estos días por su baja productividad comparada con otros procesos, pero su simplicidad y flexibilidad le permite acceder en espacios reducidos o en obras en donde el trasporte de equipo es un problema. También suele utilizarse para realizar puntos de soldadura.

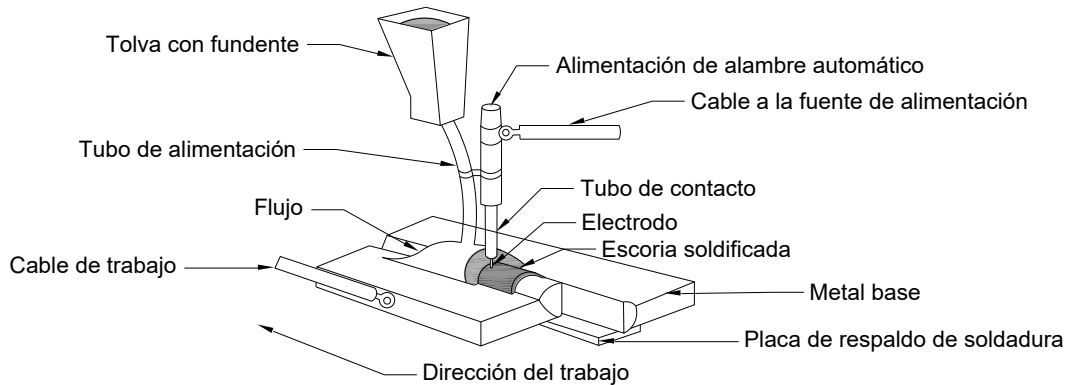
**3.2.2.2 SAW**

La Soldadura de Arco Sumergido (*por sus siglas en inglés Submerged Arc Welding*) utiliza un arco o arcos entre uno o más electrodos simples con un charco de soldadura (Figura 3.3). El arco es protegido por una cama granular de material llamado flujo que se usa para proteger el metal fundido. Como el arco está completamente cubierto por el flujo, no es visible y la soldadura se hace sin ningún tipo de flash, chispa o salpicaduras que caracterizan a los procesos de arco abierto. La composición del flujo es tal que muy poco humo es emitido bajo condiciones normales.

Normalmente la soldadura SAW es utilizada de forma automática, aunque también existen modos semiautomáticos. En la soldadura automática el electrodo es automáticamente posicionado con

respecto a la junta y también es automáticamente dirigido a lo largo de la longitud de la junta. En la versión semiautomática del proceso, el operador orienta el electrodo con respecto a la junta y también mueve la pistola de soldar a lo largo de esta.

El flujo granular debe permanecer en su lugar para proteger el charco de soldadura lo que restringe a la soldadura SAW a posiciones horizontales y planas para su aplicación.



**Figura 3.3 Proceso de soldadura SAW**

Fuente: AISC, Inc. (2006). *Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers*. pp.17.

### 3.2.2.2.1 Consumibles

Los consumibles para la soldadura SAW consisten en los electrodos y el flujo. Los electrodos habitualmente son sólidos, pero puede haber tubulares con polvos de metal u otros fluidos en el interior. Los electrodos sólidos suelen tener una ligera capa de cobre en su superficie para ayudar a la conductividad eléctrica. Para la fabricación de estructuras de acero los diámetros de los electrodos tienen en un rango de  $1/16$  a  $3/16$  [in].

Los flujos son materiales granulares que también son consumidos durante el proceso, formando el recubrimiento que genera la escoria sobre la soldadura terminada. Los flujos pueden ser clasificados por sus medidas de fabricación como:

- Flujos fundidos: Elaborados con base en el fundido de una mezcla de materiales, permitiéndole a la mezcla derretirse para posteriormente pulverizar o triturar la mezcla, parecida al cristal en pequeñas partículas.
- Flujos adheridos: También conocidos como flujos aglomerados, son hechos de la mezcla de varios ingredientes secos con un adhesivo de silicato, formando gránulos que después son horneados. Los gránulos horneados son triturados, clasificados por su tamaño y empaquetados. Los flujos aglomerados tienen la ventaja de permitir la adición de desoxidantes y de alear elementos que no pueden soportar el ciclo de fusión asociado a los flujos fundidos.

Los flujos también pueden ser clasificados como activos y neutrales.

- Flujos activos: Contienen deliberadamente adiciones de manganeso y silicio principalmente designados para soldaduras de una sola o limitadas pasadas. Cuando el flujo se funde una porción de aleación se convierte en parte del metal soldado. Estos ingredientes posibilitan la soldadura en metales con gran corrosión y herrumbre, además de hacer a las soldaduras de una sola pasada más resistentes al agrietamiento.
- Flujos neutrales: Principalmente designados para soldaduras de múltiples pasadas y no cambian de manera significativa el contenido de manganeso y silicio del metal soldado.

La cantidad de flujo que es fundido por libra de soldadura depositada depende del voltaje del arco, mientras más alto sea el voltaje, más flujo será fundido. El uso de flujos activos, en aplicaciones de

múltiples pasadas, puede derivar en acumulación de aleación en el depósito de soldadura, resultando en soldaduras de alta resistencia, pero sensibles al agrietamiento. Sin embargo, cuando hay cambios en el voltaje y se usan flujos neutrales, la composición de la soldadura no cambia significativamente.

### 3.2.2.2 Clasificación de los Electroodos y Flujos en el proceso SAW

La clasificación para los materiales de aporte de la soldadura de arco sumergido SAW se encuentra bajo las especificaciones AWS A5.17 para rellenos de aceros al carbón y la especificación AWS A5.23 para rellenos de aceros de baja aleación, tanto los flujos como los electroodos son cubiertos por estas especificaciones. Como la soldadura SAW es un proceso que requiere de dos materiales, flujo y electrodo, la clasificación es diferente para otros materiales de aporte en otro tipo de soldadura.

Como ya hemos dicho los electroodos para la soldadura SAW usualmente son sólidos, aunque también existen electroodos compuestos. Los electroodos sólidos están calificados con base en la composición del alambre, mientras que los electroodos compuestos son clasificados por la composición química del depósito. Bajo las especificaciones AWS A5.17 los electroodos seguirán una clasificación que consiste en dos letras, uno o dos dígitos numéricos, y en algunos casos, una letra final. La primera letra "E" de electrodo, es seguida de otra letra que puede ser L, M o H, haciendo referencia al nivel de manganeso pudiendo ser bajo, medio o alto respectivamente. El siguiente o siguientes dígitos se refieren al contenido nominal del carbón en cientos de porcentaje. Si encontráramos un 12 en ese lugar, nos indicaría que el contenido nominal de carbón es de 0.12 por ciento, debemos enfatizar que este contenido de carbón es nominal, y que es posible encontrar más altos o bajos en un electrodo específico. Algunas veces el electrodo será fabricado de acero completamente desoxidado (Killed Steel), cuando este sea el caso, se tiende a agregar silicio y la clasificación del electrodo llevará un "K" al final. Los electroodos compuestos tendrán una "C" después de la "E" en la designación del electrodo.

Los electroodos clasificados bajo las especificaciones AWS A5.23 tienen una gran variedad de aleaciones disponibles, haciendo una nomenclatura más compleja. Las aleaciones más importantes para la soldadura estructural son las aleaciones de Níquel "Ni" y las aleaciones resistentes a la corrosión "W".

Los flujos siempre son clasificados junto con el electrodo. La combinación flujo-electrodo debe reunir las especificaciones mecánicas apropiadas. La clasificación seguirá el siguiente formato: Una "F" seguida de uno o dos dígitos numéricos, una "A" o una "P", un dígito más y un guion separando la clasificación del electrodo. Un electrodo típico (Figura 3.4) puede ser clasificado de la siguiente manera F7A2-EM13K, donde la "F" hace referencia al flujo, el "7" indica una resistencia a la tensión del depósito de 70 a 95 [ksi], un esfuerzo mínimo de fluencia de 58 [ksi] y un mínimo de 22% de elongación. La "A" indica que el depósito ha sido probado en una condición sin tratamiento o "como de soldado" (as-welded). El "2" indica que la dureza de la muesca es de 20 [Ft - Lb] a 20 F° (donde el "2" en la clasificación hace referencia a la temperatura).

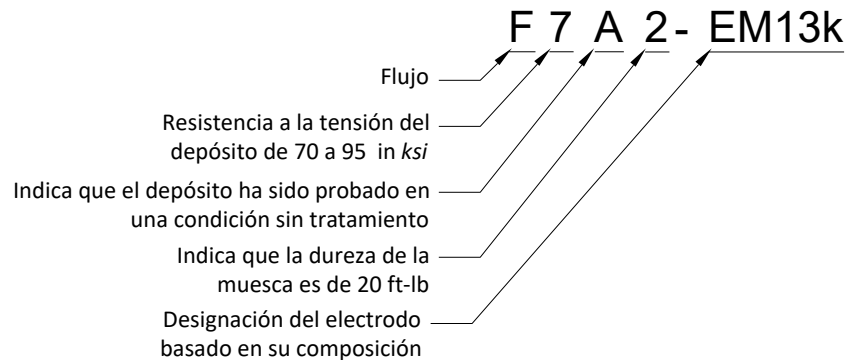
Algunas veces las soldaduras con arco sumergido pueden ser clasificadas como PWHT (*Post Welded Heat Treatment*) con tratamiento posterior de calor, debido a la ausencia de esfuerzos, en estos casos se pondrá una "P" en el lugar de la "A", aunque es importante mencionar que para el trabajo estructural la clasificación "A" es más común.

Para las especificaciones AWS A5.23 se utiliza un formato similar al de las especificaciones AWS A5.17 con una sola gran diferencia, al final de la clasificación de la combinación flujo-electrodo se debe especificar la composición química del depósito. Por ejemplo, una clasificación F7A2-ENi1-Ni1 indica que el depósito tiene una composición que cumple con los requerimientos Ni1.



### 3.2.2.3 Aplicaciones

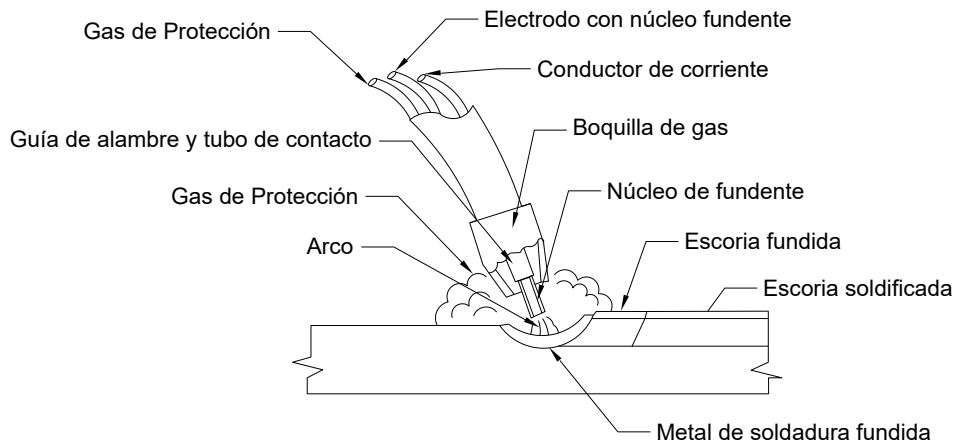
Por sus ventajas muchos fabricantes utilizan la soldadura SAW en donde sean prácticas, las aplicaciones típicas incluyen uniones longitudinales en placas para vigas, sección en cajón, columnas con forma de cruz, entre otras.



**Figura 3.4 Sistema de clasificación Flujo - Electrodo**

### 3.2.2.3 FCAW

En la Soldadura por Arco con Núcleo Fundido (por sus siglas en inglés, *Flux Cored Arc Welding*), se establece un arco entre el electrodo (siendo éste una vara continua) y el charco de soldadura (Figura 3.5). Dentro del electrodo se encuentran fluidos y polvos o limaduras de metal, estos fluidos tienen las mismas funciones que el recubrimiento en una soldadura SWAM, proteger la soldadura de la atmósfera y formar una capa de escoria sobre el cordón de soldadura. Estos electrodos se encuentran en carretes que pueden tener 1000 [Lb] de material haciéndolos prácticamente continuos si se les compara con los electrodos SMAW.



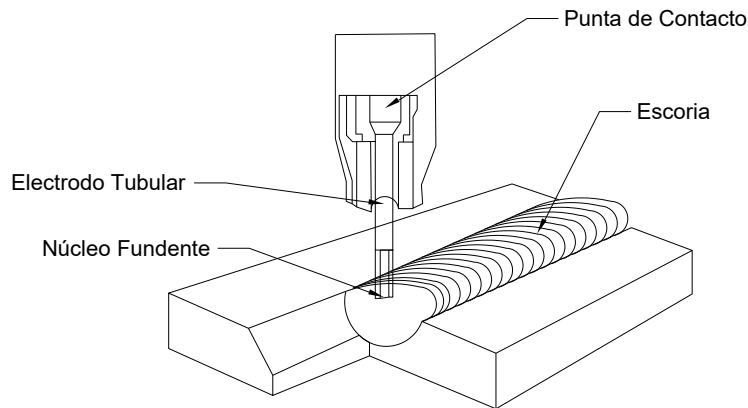
**Figura 3.5 Proceso para la soldadura FCAW.**

Fuente: AISC, Inc. (2006). *Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers*. pp.13.

La soldadura FCAW se puede aplicar de manera semiautomática (el operador sostiene la pistola y controla la velocidad) y automática (todas las funciones se controlan de manera mecánica).

En la soldadura por arco con núcleo fluido existen dos variantes, el flujo protegido por gas (FCAW-G) y con autoprotección del núcleo fluido (FCAW-S). En la soldadura con autoprotección, los electrodos no requieren del uso de algún gas protector, la protección es brindada por las sustancias contenidas dentro del núcleo del electrodo. Los electrodos de la soldadura FCAW-G requieren el uso de un gas protector externo. La soldadura FCAW-S se desempeña mejor en situaciones en las que el viento puede llegar a impedir el correcto funcionamiento de la protección con gas. Ambos tipos de

soldadura fueron desarrollados alrededor de 1950, pero su uso comercial no se dio hasta la década de los sesentas.



**Figura 3.6 Soldadura autoprotegida FCAW.**

Fuente: AISC, Inc. (2006). *Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers*. pp.13.

### 3.2.2.3.1 Electrodo en FCAW

En la soldadura FCAW, los metales de aporte son tubulares con un tubo exterior metálico alrededor del flujo interno. El diámetro de estos electrodos va de 0.03 a  $1/8$  [in], siendo los más comunes en el trabajo estructural con acero con diámetros de 0.045 a  $3/32$  [in]. Los electrodos de menor diámetro (0.072 [in] o menores) son utilizados en trabajos fuera de posición, y los electrodos con un mayor diámetro ( $1/16$  [in] o mayores) son utilizados en soldaduras horizontales o planas.

Los distintos tipos de electrodos son enredados alrededor de carretes o rieles con capacidades que van desde 1 [Lb] a más de 1000 [Lb], el tamaño del paquete suele ser dictado por el balance que debe existir entre portabilidad y el deseo de limitar el número de cambios de electrodo.

Para la soldadura que requiere protección con gas (FCAW-G) existe un consumible adicional que es el gas de protección del arco. La mayoría de los electrodos con núcleo fluido utilizan dióxido de carbono ( $CO_2$ ) o mezclas de  $CO_2$  con Argón como medio para la protección. Es importante mencionar que el gas de protección puede afectar las propiedades mecánicas incluyendo la resistencia a la fluencia y a la tensión, elongación y la dureza de la muesca (notch toughness). En gran medida, esto se debe a la diferencia que hay en la recuperación de aleación, esto es, la cantidad de aleación transferida del material de aporte o de relleno al depósito de soldadura o charco. El gas seleccionado para la protección o escudo deberá ser el requerido por la clasificación del metal de aporte o las recomendaciones del fabricante, o en su defecto, la información disponible.

### 3.2.2.3.2 Clasificación de los Electrodo FCAW

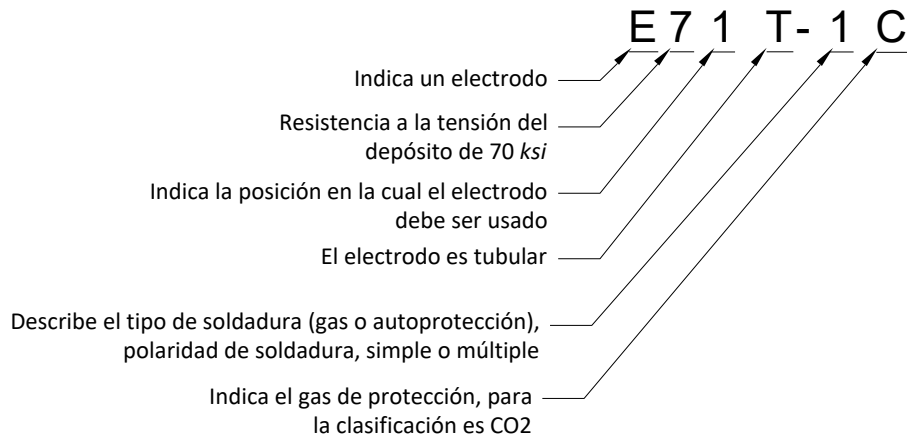
Las especificaciones AWS A5.20 y AWS A5.29 especifican los requerimientos para los metales de aporte en la soldadura FCAW. La especificación AWS A5.20 cubre a los electrodos de acero al carbón y la especificación AWS A5.29 está dirigida a los materiales de acero de baja aleación.

El ejemplo de la Figura 3.7 se muestra un ejemplo de la clasificación de los electrodos para FCAW, el "7" expresa lo mismo que el "70" para la soldadura SMAW, el esfuerzo mínimo de tensión es de 70 [ksi]. El "1" también tiene el mismo significado que en SMAW, el electrodo es apropiado para su uso en todas las posiciones. Sin embargo, si en la soldadura FCAW, en vez del "1" encontráramos un "0", nos indicaría que el electrodo solo es conveniente para una soldadura horizontal. Como el "8" en la soldadura SMAW el "1" al final del E71T-1 puede expresar una variedad de información. Los electrodos para soldadura FCAW-G operan en una corriente directa con polaridad positiva y tiene un sistema de escoria de rutilo, esta es adecuada para soldadura de una o múltiples pasadas y es capaz de depositar el metal asoldado con una en el Charpy en V (CVN) de 20 [Ft Lb] a una temperatura

de 0°F. La “C” en el final del ejemplo que el protector, en este caso dióxido de carbono, indica la clasificación del electrodo de acuerdo al gas protector utilizado.

Las designaciones comunes incluyen “Ni1” indican un contenido nominal de Níquel en el depósito de metal de 1%. Algunos de los electrodos bajo la especificación AWS A5.20 están restringidos a una sola aplicación.

En su clasificación algunos electrodos pueden contener un sufijo “-D”, estos electrodos requieren demostrar la habilidad para depositar soldadura con una mínima CVN de 40 [*ft – Lb*] a 70 °F cuando se prueben en procesos tanto de alto y bajo calor, estos requerimientos especiales suelen ser requeridos para proyectos con disposiciones sísmicas.



**Figura 3.7 Sistema de clasificación de electrodos FCAW**

### 3.2.2.3.3 Aplicaciones Soldadura FCAW-G

La soldadura FCAW se ha vuelto el método semiautomático más popular para los talleres de fabricación. Soldaduras que cambien de dirección, de difícil acceso, fuera de posición (verticales o sobre cabeza) o que sean parte de una corrida de producción corta, generalmente se hará una soldadura semiautomática FCAW, atiesadores, placas dobles, ángulos y canales son mayormente soldados con FACW-G.

### 3.2.2.3.4 Aplicaciones de la Soldadura FCAW-S

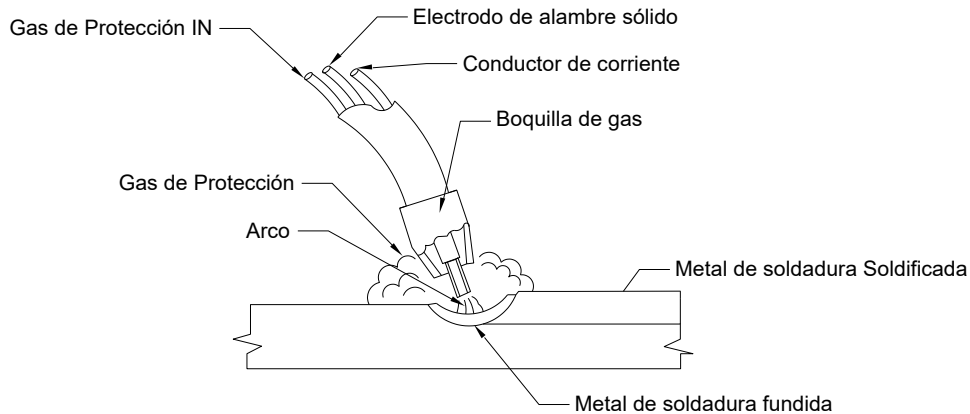
La erección de elementos con la soldadura FCAW-S, conexiones a momentos, empalmes para columnas, abrazaderas, y otros componentes para conexiones son aplicaciones típicas.

### 3.2.2.4 GMAW

La Soldadura de Arco Metálico con Gas (por sus siglas en inglés *Gas Metal Arc Welding*). Utiliza un arco que se encuentra entre un arco producido por un electrodo sólido y el charco de soldadura, con un gas protector que rodea al arco (Figura 3.8). El proceso y el equipo son muy parecidos a los utilizados en la soldadura FCAW-G. La soldadura GMAW utiliza un electrodo sólido con núcleo de metal y no deja escoria residual apreciable. Históricamente la soldadura GMAW, no ha sido un método común de soldadura en un taller de fabricación de estructuras de acero debido a su sensibilidad a la herrumbre, corrosión, oxidación, limitado control del charco, y pérdida de protección o escudo, aunque el desarrollo de electrodos con núcleo metálico ha resultado en un incremento en el uso de este método para la soldadura estructural.

GMAW tiene una variedad de nombres coloquiales que incluyen el termino popular MIG (por sus siglas en ingles *Metal Inert Gas*) Gas Metálico Inerte y cuando la soldadura GMAW es desarrollada con dióxido de carbono como gas protector, puede ser referida como MAG (por sus siglas en ingles *Metal Active Gas*) Gas Metálico Activo.

La transferencia de metal del electrodo al charco de soldadura puede ocurrir de diversas maneras y son llamados modos de transferencia. Existen alrededor de 12 modos de transferencia, pero solo cuatro son comunes en la soldadura estructural.



**Figura 3.8 Proceso GMAW.**

Fuente: AISC, Inc. (2006). *Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers*. pp.21.

#### 3.2.2.4.1 Electrodo y Gases en GMAW

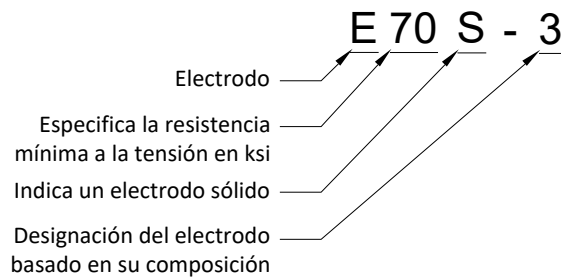
La gran mayoría de la soldadura GMAW es realizada con electrodos sólidos, aunque el uso de electrodos compuestos de núcleo de metal también puede llegar a darse. Los electrodos sólidos, normalmente tienen un diámetro que va de las 0.035 a 0.052 [in], mientras que los electrodos con núcleo de metal ostentan diámetros con un rango de 0.045 a  $\frac{1}{16}$  [in]. Aunque no se descarta el uso de electrodos con mayores o menores diámetros para ambas modalidades. Los electrodos sólidos suelen tener un ligero recubrimiento de cobre para mejorar el contacto entre el cable y la punta.

Los electrodos con núcleo de metal son relativamente nuevos en la soldadura GMAW, son similares a los utilizados en la soldadura FCAW, pero los utilizados en la soldadura GMAW no contienen elementos formados a partir de la escoria, por lo tanto, la soldadura resultante es prácticamente libre de escoria como en otros procesos de soldadura GMAW. El uso de electrodos con núcleo metálico ofrece una gran cantidad de ventajas de fabricación como un incremento en la capacidad de manejar la herrumbre y otros contaminantes, el incremento de las tasas de depósito mediante el uso de un amperaje específico. No obstante, los electrodos de núcleo de metal son más caros que los sólidos.

#### 3.2.2.4.2 Clasificación de los electrodos en GMAW

Los electrodos utilizados para la soldadura GMAW son descritos por las especificaciones AWS A5.18 y AWS A5.28, para aceros al carbón y aceros de baja aleación respectivamente. Para los electrodos sólidos la clasificación está basada en su composición, mientras para los electrodos con núcleo de metal, la soldadura depositada es la base para su clasificación.

La Figura 3.9 muestra la clasificación de un electrodo para soldadura GMAW. La nomenclatura ER70S-3 indica que el electrodo es capaz de depositar metal fundido con una resistencia mínima a la tensión de 70 [Ksi], y una dureza CVN de 20 [Ft – Lb] a 0°F. Si se tratara de un electrodo con núcleo de metal una “C” reemplazaría a la “S” y la “R” no sería utilizada.



**Figura 3.9 Sistema de clasificación de electrodos GMAW.**

#### 3.2.2.4.3 Gas de Protección

Una gran variedad de gases o mezclas de gases pueden ser utilizados para este tipo de soldadura. La selección del gas está en función del modo de transferencia deseado y el costo. El dióxido de carbono ( $CO_2$ ) es el gas con el menor costo, pero no es posible su uso para modos de transferencia en Spray ni de Spray Pulsado. Las mezclas de gas basadas en Argón son adecuadas para todos los modos de transferencia y generan pocas salpicaduras, pero son considerablemente más costosas. Cabe mencionar que la selección del gas puede afectar la penetración de la soldadura, así como el perfil de ésta.

El dióxido de carbono no es un gas inerte a altas temperaturas, de hecho, es químicamente activo, esto ha dado lugar al termino MAG para el proceso donde el  $CO_2$  es utilizado y MIG, cuando las mezclas basadas en Argón son predominantemente usadas.

Para la soldadura GMAW, las protecciones de Argón puro no son utilizadas, en cambio, pequeñas cantidades de  $CO_2$ , Oxígeno o ambas son agregadas a la mezcla.

Mientras que la protección de gas se utiliza para desplazar el nitrógeno y oxígeno atmosféricos, es posible agregar pequeñas cantidades de oxígeno a las mezclas de Argón, generalmente en niveles de 2 a 8%, esto ayuda a estabilizar el arco y disminuye la tensión en el charco de soldadura. Mezclas triples y hasta cuádruples de argón, oxígeno, dióxido de carbono y helio son posibles, ofreciendo ventajas como una acción mejorada del arco, una mejor apariencia del depósito y una reducción de la producción de humo.

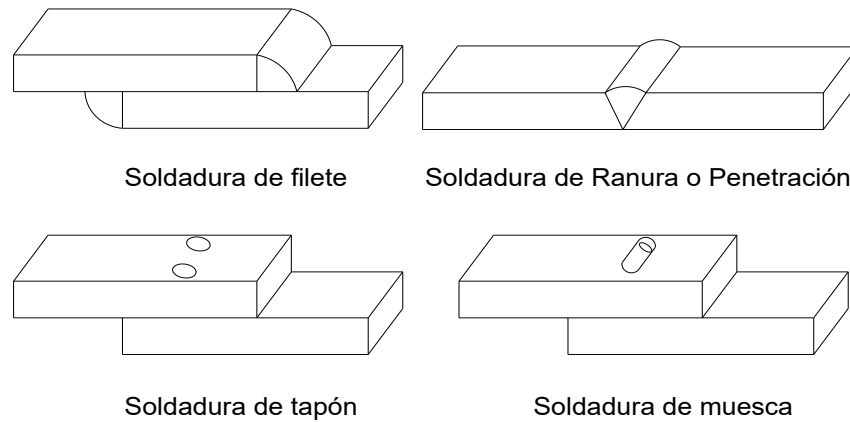
El gas de protección puede afectar las propiedades del metal depositado. La conveniencia de la mezcla de gas específica, así como del metal de aporte que se esté utilizando, deberá ser verificada, usualmente esto se puede ser a través de la documentación del fabricante.

#### 3.2.2.4.4 Aplicaciones

La soldadura GMAW no es extensamente utilizada en la industria fabricante de estructuras de acero, pero tanto con electrodos sólidos, como con núcleo de metal han sido usados en talleres de fabricación en una variedad de operaciones. Típicamente, aunque no exclusivamente, las soldaduras están limitadas a una sola pasada. La soldadura GMAW es utilizada para soldadura por puntos debido a la nula presencia de escoria.

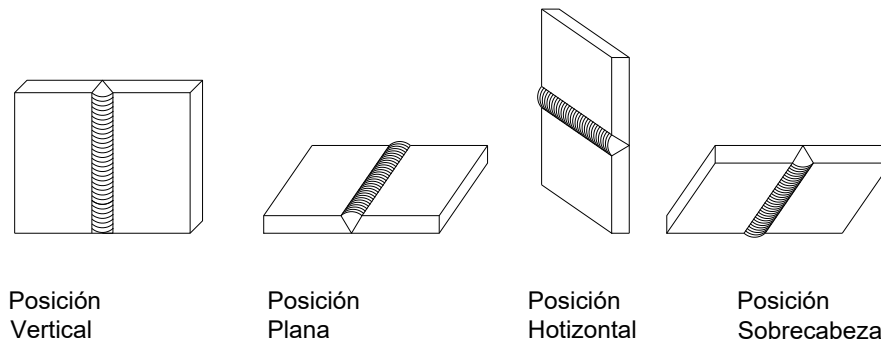
### 3.3 Clasificación del Tipo de Soldadura

Las soldaduras se pueden clasificar en tres grandes categorías: soldaduras de ranura o penetración, soldaduras de filete y soldaduras de tapón/muesca Figura 3.10.



**Figura 3.10 Tipos de soldadura.**

La soldadura también puede clasificarse por la posición en la que son realizadas como se muestra en la Figura 3.11:



**Figura 3.11 Tipos de soldadura por su posición.**

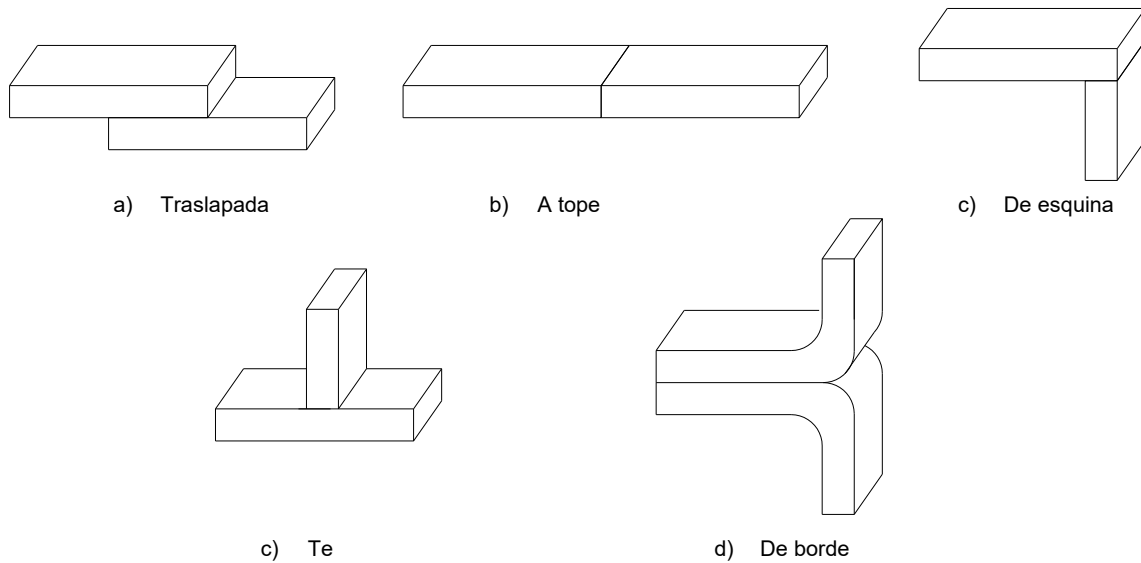
Si tomamos en cuenta el grado de dificultad de la aplicación de la soldadura, las soldaduras planas son las más fáciles y por lo tanto más económicas, al requerir un menor grado de habilidad del trabajador. Por otro lado, las soldaduras de sobrecabeza resultan ser las más costosas y difíciles de ejecutar con una excelente calidad.

Como se pudo observar en la descripción de los distintos procesos para soldar con arco eléctrico, las soldaduras planas y horizontales generalmente son hechas por máquinas automáticas o semiautomáticas. Pero la mayor parte de la soldadura para conexiones se realiza en sitio y por lo tanto a mano.

Por último, también podemos clasificar a las soldaduras por el tipo de junta entre sus partes (Figura 3.12):

- A tope
- Traslapada
- Te
- De canto
- De esquina

De los 5 tipos de juntas, sólo a tope, en te, en esquina y traslapadas son comunes en la construcción. Las juntas a tope incluyen empalmes de columnas, empalmes en los patines de las vigas con placas. Las juntas Te, tienen aplicaciones variadas, incluyendo placas a cortante, conexiones placas a viga, vigas a columnas y de columnas a placas base. Las juntas en esquina son representadas por la soldadura en las secciones de columnas armadas. Ejemplos de juntas traslapadas son: cubreplacas, ángulos a placas, ángulos al alma de una viga.



**Figura 3.12 Tipos de unión entre sus partes soldadas.**

### 3.3.1 Soldaduras de Ranura o Penetración

Para este tipo de soldadura existen dos subcategorías o variantes, penetración completa en la junta (CJP, por sus siglas en inglés *Complete Joint Penetration*) y penetración parcial en la junta (PJP por sus siglas en inglés *Partial Joint Penetration*).

#### 3.3.1.1 Soldaduras de Ranura con Penetración Completa en la Junta (CJP)

Este tipo de unión, por definición, tiene una garganta de dimensiones iguales o mayores a la del grosor del material (Figura 3.14).

Para estructuras cargadas estáticamente la soldadura de ranura CJP desarrolla la resistencia total de los materiales conectados.

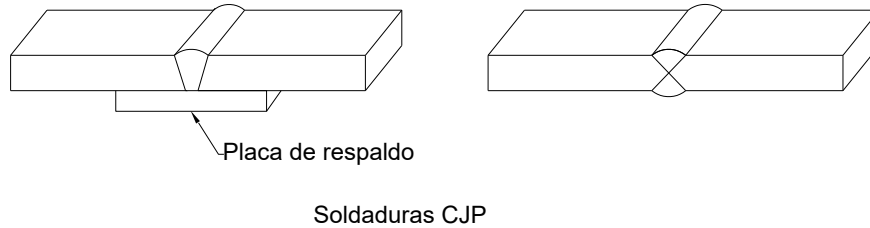
Este tipo de soldadura puede ser aplicado a juntas a tope, te y en esquina. Frecuentemente se requieren para juntas a tope cargadas a tensión. Cuando las juntas a tope son cargadas a compresión o las juntas te o en esquina experimentan fuerza cortante, los requerimientos de diseño raramente justifican su uso.

Las especificaciones AWS establecen que una soldadura CJP requiere del uso de una placa de respaldo cuando sólo se solde de un solo lado, y de soldadura en doble V (*back gouging*) cuando se suelda por los dos lados. Esto es para asegurar una fusión completa a través del espesor del material que está siendo unido. Si no se siguen estos lineamientos, es decir, no se coloca una placa de respaldo, es necesario que se apruebe que la garganta completa se desarrolla.

Una excepción a esto es cuando se sueldan conexiones tubulares, donde las soldaduras de ranura CJP pueden ser hechas de un solo lado sin necesidad de utilizar una placa de respaldo.

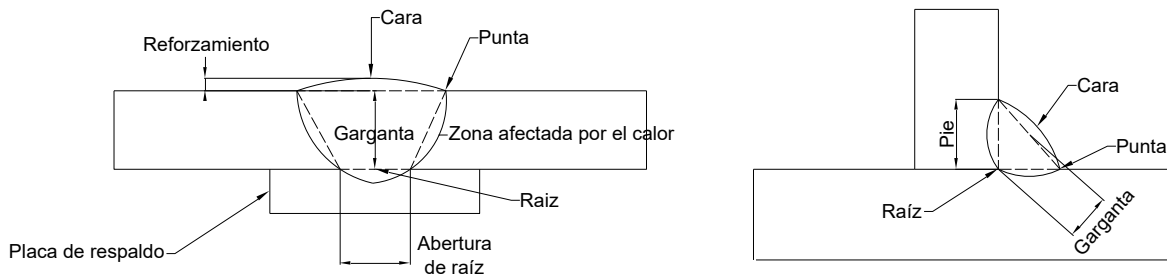
Las soldaduras de ranura CJP tienen dos ventajas sobre otros tipos de soldaduras, aunque cabe aclarar en este punto, que estas ventajas han resultado en un amplio abuso de las soldaduras CJP en situaciones en donde existen mejores opciones y sobre todo más económicas, esta soldadura desarrolla la resistencia total en los materiales, por ello la primera de las ventajas es que no se requiere de cálculos de diseño cuando éste tipo de soldadura es utilizada en estructuras cargadas estáticamente, con solo especificar en la cola del símbolo de la soldadura que se trata una soldadura CJP es suficiente para asegurar que cuando sea fabricada de acuerdo a los estándares aplicables, la soldadura se desempeñara de la manera deseada.

La simplicidad de especificar este tipo de soldadura ha llevado a su abuso en situaciones donde no son requeridas. Quizá el caso más común en el que se abusa de esta soldadura, es en soldaduras longitudinales para secciones de vigas y columnas armadas. Estas soldaduras normalmente se encuentran cargadas en cortante, que muy raramente requieren de la resistencia de las soldaduras de ranura CJP, las soldaduras de filete o las de ranura de penetración parcial son mejores opciones y con menores costos para estos casos.



**Figura 3.13 Soldaduras de ranura de penetración completa en la junta CJP.**  
 La segunda ventaja es que las soldaduras CJP pueden ser inspeccionadas con metodologías de Pruebas No Destructivas (NDT, *Non-Destructive Testing*). Dependiendo de la junta utilizada (a tope, de esquina o en te), y del volumen de metal soldado, una soldadura de ranura CJP puede ser inspeccionada con pruebas radiográficas o ultrasónicas. Para algunas conexiones críticas puede ser conservador y prudente utilizar soldaduras CJP sólo por la facilidad de efectuar inspecciones volumétricas.

Las soldaduras CJP que estén cargadas a tensión, requieren del uso de un material de aporte que sea mayor o por lo menos igual a la resistencia del elemento conectado. Cuando las soldaduras estén cargadas a compresión o cortante, se puede utilizar un material de aporte de resistencia menor al elemento soldado, aunque generalmente se utilizan de igual capacidad.



**Figura 3.14 Terminología de la soldadura.**

**3.3.1.1.1 Placa de Respaldo para Soldaduras CJP**

La placa de respaldo es una pieza auxiliar de material que es utilizada para soportar y retener el metal soldado fundido. Aunque típicamente son de acero, la placa de respaldo puede ser de otros materiales como cobre o cerámica. Es considerada fundible o no fundible dependiendo si la soldadura fue diseñada para unirse con la placa o no. Esta típicamente asociada con la soldadura de ranura de penetración completa en la junta.

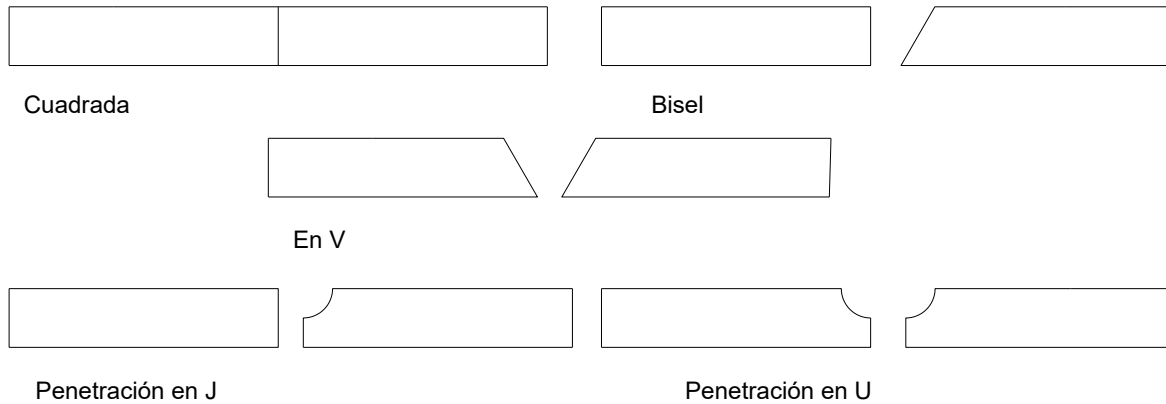
**3.3.1.1.2 Preparaciones para soldaduras de ranura de penetración completa.**

Existe una gran variedad de preparaciones para las soldaduras CJP (Figura 3.15). Estas preparaciones tienen la finalidad de facilitar la penetración en la junta. Cuando las preparaciones de las juntas son diseñadas y soldadas adecuadamente, cualquiera de las preparaciones usadas producirá una conexión igual en resistencia o mayor que el material conectado.

Para la mayoría de las aplicaciones estructurales algún tipo de preparación para la junta es requerida, las más fáciles y las más comunes involucran superficies planas como las juntas tipo V, o



biseladas. Las superficies curvas asociadas a las preparaciones U y J son más costosas y difíciles de lograr con herramientas comunes.



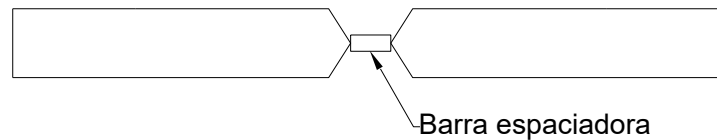
**Figura 3.15 Preparaciones para la soldadura de ranura.**

Fuente: AISC, Inc. (2006). *Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers*.pp.34.

### 3.3.1.1.3 Barras espaciadoras o separadores

Algunas de las juntas precalificadas por la AWS incorporan el uso de una barra espaciadora o separador, que es una pieza auxiliar de metal insertada en la junta que actúa como respaldo mientras un lado de una soldadura por ambos lados está siendo soldado. Antes de que el segundo lado sea soldado todos los planos sin fusión que rodeen al separador son removidos con un arco o con un esmeril.

Las soldaduras de ranura que utilicen una barra separadora deben realizarse de manera adecuada. El separador no deberá ser discontinuo a lo largo de la longitud total de la junta, y deberá estar hecho de un material aprobado.



**Figura 3.16 Barra espaciadora/separador.**

Fuente: AISC, Inc. (2006). *Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers*.pp.34.

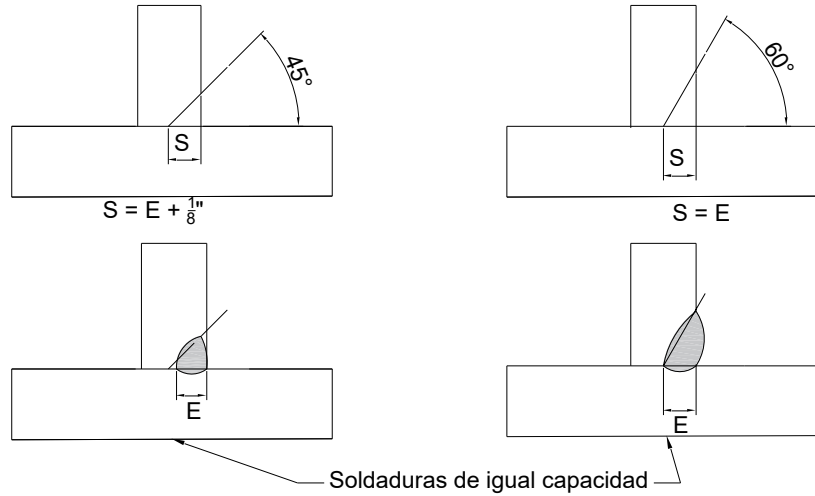
### 3.3.1.2 Soldaduras de Ranura de Penetración Parcial en la Junta (PJP)

Por sus siglas en inglés *Partial Joint Penetration*, es aquella que, por definición, tiene una dimensión en la garganta menor al grosor de los materiales que une. Las soldaduras PJP, pueden ser aplicadas a juntas a tope, en esquina y en te. Comúnmente son utilizadas para empalmes de columnas donde la junta a tope es usualmente cargada a compresión o con sólo una mínima tensión. Las soldaduras PJP también son comunes en las juntas en esquina de secciones armadas en cajón. Tanto las soldaduras de ranura PJP como las de filete pueden ser usadas en juntas te y en las esquinas interiores de las juntas.

#### 3.3.1.2.1 Gargantas Efectivas para soldaduras PJP

En una soldadura de penetración parcial, las dimensiones de la "garganta efectiva" se encuentran entre la profundidad de la ranura para la soldadura y la profundidad probable de fusión que será lograda. Cuando se utiliza el proceso para soldar de arco sumergido (SAW) y la ranura para la soldadura tiene un ángulo de 60° las especificaciones AISC le garantizan al diseñador confiar en la profundidad total de la ranura preparada para proporcionar la dimensión de garganta requerida.

Cuando se utilizan procesos con una limitada penetración como la soldadura por arco protegido (SMAW) o cuando el ángulo de ranura está restringido a 45°, es muy poco probable que la fusión hasta la raíz sea obtenida. Por esta razón en algunas especificaciones (AISC) se asume que  $\frac{1}{8}$  [in] de la ranura no será fusionada. Para tales condiciones la garganta efectiva se asume  $\frac{1}{8}$  [in] menor que la profundidad de preparación. Esto significa que, para un ángulo dado, la profundidad de la preparación en la junta debe ser incrementada para compensar la pérdida de penetración.



**Figura 3.17 Soldaduras de ranura de penetración parcial en la junta, dimensiones "E" y "S".**

Fuente: AISC, Inc. (2006). *Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers*.pp.35.

La garganta efectiva de una soldadura PJP se abrevia con la letra "E". La profundidad requerida para la preparación de la junta es designada por una letra "S". La mayoría de las veces el ingeniero no conoce el proceso de fabricación que será utilizado ni la posición de la soldadura que el fabricante seleccionará, el dibujo de diseño solo necesita indicar la garganta efectiva (E), a partir de esto, el fabricante escoge el proceso de fabricación, la posición de soldar, el ángulo de la ranura, y selecciona la dimensión apropiada "S", que será mostrada en los planos de taller.

**Tabla 3.1 Espesor mínimo de garganta efectiva en soldaduras de penetración parcial PJP.**

Espesor de material de parte unida más delgada [in]	Espesor mínimo de garganta efectiva [in]
Hasta $\frac{1}{4}$ inclusive	$\frac{1}{8}$
Entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{2}$	$\frac{3}{16}$
Entre $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$	$\frac{1}{4}$
Entre $\frac{3}{4}$ y $1\frac{1}{2}$	$\frac{5}{16}$
Entre $1\frac{1}{2}$ y $2\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$
Entre $2\frac{1}{4}$ y 6	$\frac{1}{2}$
Mayor que 6	$\frac{5}{8}$

Fuente: American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Buildings*, Marzo,9, 2005, sección J2, Tabla J2.3, pp 95.

**3.3.1.2.2 Restricción para el uso de soldaduras de ranura PJP**

El grosor mínimo de la garganta efectiva de una soldadura de ranura con penetración parcial en la junta (PJP) no deberá ser menor que el tamaño requerido para transmitir la fuerzas calculadas ni el tamaño mostrado en la Tabla 3.1 (Tabla J2.3 de las especificaciones AISC). El tamaño mínimo de la soldadura es determinado por la parte más delgada de la conexión.

**Tabla 3.2 Garganta Efectiva de Soldaduras de Penetración Parcial.**

Proceso de Soldado	Posición de Soldado F (plano), H (horizontal), V (vertical), OH (sobre cabeza)	Tipo de Ranura	Garganta Efectiva
SMAW	Todas	Bisel J o U 60° V	Profundidad de bisel
GMAW FCAW	Todas		
SAW	F	Bisel J o U 60° V o V	
GMAW FCAW	F, H	Bisel 45°	Profundidad de ranura
SMAW	Todas	Bisel 45°	Profundidad de ranura menos 1/8 <i>i</i> .
GMAW FCAW	V, OH	Bisel 45°	

Fuente: *American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, Marzo, 9, 2005, sección J2, tabla J2.1, pp 94.*

Debido a que las soldaduras PJP no funden completamente la sección transversal de la junta, siempre habrá un plano no fundido bajo la raíz de la soldadura, o en el caso de la soldadura de doble penetración PJP, existirá entre ambos lados. Esto tiene implicaciones para su desempeño y su inspección. Respecto al desempeño, el plano no fundido puede crear una concentración de esfuerzos, dependiendo de la dirección de la carga. Cuando se cargan a cortante, esta concentración no es preocupante. Cuando la unión está sujeta a ciclos de cargas de tensión, esta concentración de esfuerzos deberá ser considerada al momento del diseño.

Las soldaduras de ranura PJP de un solo lado deberán verificarse para asegurar que no ocurra rotación en la raíz de la junta sin importar el tipo de carga. Esta rotación puede ser prevenida por diafragmas y atiesadores, o en algunos casos, simplemente por la configuración general del miembro.

La parte sin fundir en la raíz de las soldaduras de ranura PJP hace que las inspecciones radiográficas y ultrasónicas sean difíciles de interpretar.

### 3.3.1.2.3 Resistencia de los Materiales de Aporte Requeridos

Para todas las soldaduras de ranura PJP, sin importar la dirección o el tipo de carga, se puede utilizar metales de aporte que coincidan o no con el metal acero siendo utilizado.

### 3.3.1.2.4 Soldaduras V y de Bisel Convexo

Las soldaduras en V y de bisel convexo son tipos especiales de soldadura de ranura PJP, estas soldaduras son colocadas en la ranura creada cuando una superficie curva se intersecta ya sea con una superficie plana o con otra superficie curva.

La garganta efectiva "E" de estas soldaduras está en función del radio "R" y del proceso de soldadura. El radio de un perfil HSS puede ser aproximado a  $2t$ , donde  $t$  es el espesor de la pared tubular. Sin embargo, esto es solo una aproximación y las prácticas en los diferentes talleres varían al respecto.

El tamaño de la soldadura efectiva para soldaduras de ranura con bisel convexo (flare) cuando se llena al nivel de la superficie (filled flush) de una barra redonda, a 90° en una sección compuesta, o un tubo rectangular (HSS) deberá ser como se muestra en la Tabla 3.3 (Tabla J2.2 de las especificaciones del AISC), a no ser que otras gargantas efectivas sean demostradas por ensayos. El tamaño efectivo de las soldaduras de ranura con bisel convexo no llenado a ras deberá ser como se muestra en la Tabla 3.3, menos la mayor dimensión perpendicular medida desde la línea de nivelado de la superficie del metal base hasta la superficie de la soldadura.

**Tabla 3.3 Tamaño de Soldadura Efectiva de Soldaduras de Ranura Biselada Curva.**

Proceso de Soldado	Ranura de Bisel Curvo <sup>[a]</sup>	Ranura V curva
GMAW y FCAW-G	$5/8 R$	$3/4 R$
GMAW y FCAW-S	$5/16 R$	$5/8 R$
SAW	$5/16 R$	$1/2 R$

<sup>[a]</sup> Para ranuras de bisel curvo con  $R < 3/8$  in usar solamente soldadura de filete de refuerzo en juntas llenadas a tope.  
Nota general: R= radio de la superficie de junta (se puede suponer igual  $2t$  para secciones tubulares), [in].

Fuente: American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, Marzo, 9, 2005, sección J2, tabla J2.2, pp 94.

### 3.3.1.2.5 Soldadura de un lado contra soldadura de ambos lados.

Como en la soldadura de ranura CJP, las soldaduras PJP pueden ser soldadas de un solo lado o por ambos lados. Las soldaduras por ambos lados siempre requieren de menos material de soldadura, y las únicas variables de costos relacionadas con este proceso son el tiempo de preparación de la junta y el tiempo de soldadura. Las soldaduras por ambos lados también suelen ser mejores contra los efectos de distorsión.

### 3.3.1.2.6 Detalles para las soldaduras de ranura PJP

El ingeniero solo necesita especificar la garganta efectiva requerida ("E"), dejando al contratista escoger la profundidad de preparación ("S") apropiada para las condiciones de soldadura, así como seleccionar la preparación adecuada para la junta (V, biselada, J o U). Solamente si el tamaño de la soldadura fuera grande, la mayoría de las soldaduras PJP son más económicas si se hacen con preparaciones planas (V y biseles).

## 3.3.2 Soldadura de Filete

Las soldaduras de filete en teoría tienen una sección transversal triangular y una dos superficies en ángulos que son aproximadamente de  $90^\circ$  formados por la intersección o el traslape de los miembros estructurales. Este tipo de soldaduras son muy comunes y se pueden encontrar en juntas traslapadas, en té y de esquina. La soldadura de filete es la más utilizada en la construcción de estructuras metálicas por lo económica que resulta al no necesitar ningún tipo de preparación especial en las superficies para ser ejecutada, además de que tienen un menor grado de dificultad y esto facilita la contratación de operadores calificados.

La sección transversal de una soldadura de filete típica es un triángulo recto con tamaños iguales (tamaño,  $w$ ) y se define como el "tamaño" al tamaño del cateto de éste. En cualquier caso, ya sea que la soldadura de filete sea cóncava o conexas, el tamaño se mide a través del triángulo recto de mayores dimensiones que se pueda inscribir dentro de la soldadura, a este triángulo se le llama soldadura de filete teórica o esquemática. La soldadura práctica más pequeña tiene un tamaño de  $1/8$  [in], mientras que el más económico es de  $5/16$  [in], éste tamaño también es, aproximadamente, el tamaño más grande que se puede realizar con una sola pasada utilizando el proceso SMAW, y de  $1/2$  [in] si se utiliza el proceso SAW. Si el diseño requiere el uso de tamaños más grandes de soldadura, estos tendrán que realizarse a través de múltiples pasadas, cada una de estas pasadas debe enfriarse y se les debe retirar la escoria antes de continuar con la siguiente pasada, el tiempo que se necesita para que las soldaduras de filete tenga múltiples pasadas, hace costoso el proceso.

### 3.3.2.1 Tamaño mínimo de las soldaduras de filete

El metal de aporte aunque se encuentre solidificado, pero continúe caliente, se contrae de manera significativa mientras se enfría a la temperatura ambiente. El material grueso presenta mayores problemas para la contracción del metal de aporte lo que puede generar un agrietamiento de la soldadura, este efecto es magnificado si la soldadura es pequeña, la cantidad de calor también es pequeña y si una o ambas partes de la unión es de material grueso, el calor se transmite tan rápido

que la soldadura puede enfriarse de igual forma y volverse muy quebradiza. Este efecto de enfriamiento del material grueso cuando se utilizan soldaduras pequeñas puede producir una pérdida de la ductilidad en la soldadura produciendo grietas en la misma, para evitar la formación de grietas debido a los efectos antes mencionados, las especificaciones del manual AISC, establecen un tamaño mínimo de soldadura,  $w_{min}$ , esta información se encuentra en la siguiente tabla.

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no deberá ser menor que el tamaño requerido para transmitir la carga calculada ni el tamaño mínimo mostrado en la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones del AISC).

**Tabla 3.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete**

Espesor de la parte unida más delgada, [in].	Tamaño mínimo de soldadura de filete <sup>[a]</sup> , [in].
Hasta $1/4$	$1/8$
Entre $1/4$ a $1/2$	$3/16$
Entre $1/2$ a $3/4$	$1/4$
Mayor que $3/4$	$5/16$

<sup>[a]</sup> Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple (un solo paso).

Fuente: American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, Marzo, 9, 2005, sección J2, tabla J2.4, pp 96.

### 3.3.2.2 Tamaño Máximo de una Soldadura de Filete

Aunque no existe una limitación específica para el tamaño máximo de las soldaduras de filete, algunas veces la configuración de la unión limita el tamaño máximo de la soldadura que pueda ser depositado de manera aceptable, y medida a lo largo del borde de una placa. Es indispensable que el inspector de soldadura pueda identificar el borde de una placa para poder colocar el calibrador de soldadura. Para asegurar que esta operación pueda ser realizada es necesario terminar la soldadura al menos a  $1/16$  [in] antes de la esquina.

El tamaño máximo de soldadura de filete para partes conectadas deber ser:

- A lo largo de los bordes del material con espesor menor a  $1/16$  [in], no mayor que el espesor del material.

$$w_{max} = t_p \quad \text{para } t_p < 1/4 \text{ in} \quad (3.3.1)$$

- A lo largo de los bordes del material con espesor igual o mayor a  $1/4$  in, no mayor que el espesor del material menos  $1/16$  in.

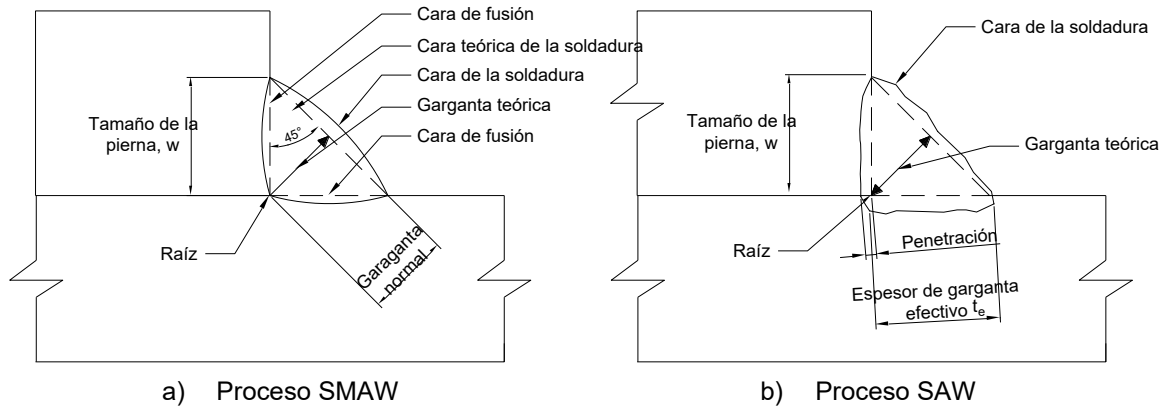
$$w_{max} = t_p - 1/16 \quad \text{para } t_p \geq 1/4 \text{ in} \quad (3.3.2)$$

El tamaño de soldadura utilizado debe estar dentro del rango de los tamaños mínimo y máximo de soldadura dados en esta sección.

### 3.3.2.3 Tamaño de la garganta de las soldaduras de filete

La raíz de una soldadura de filete es el punto en el cual las dos superficies de los miembros a unir se intersecan. A la parte de la soldadura que se supone teóricamente como la parte que transmite efectivamente el esfuerzo se le denomina garganta. Para las soldaduras de filete, una línea perpendicular a la cara teórica de la soldadura y que además pasa a través de la raíz ubica a la garganta de la soldadura. La longitud de la línea, de la raíz a la cara teórica de la soldadura, es la garganta teórica, se trata de la distancia más corta de la raíz a la unión la sección transversal teórica. Las soldaduras de filete realizadas mediante el proceso SAW tiene una mayor penetración en el

material base que las soldaduras realizadas mediante el proceso SMAW, esto permite aumentar la garganta efectiva para soldaduras realizadas con el proceso SAW.



**Figura 3.18 Terminología de la soldadura de filete.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 239.*

Ensayos en soldaduras de filete hechas con electrodos que igualan las características del metal base, han mostrado que las soldaduras de filete fallan a través de la garganta efectiva antes que falle el material a lo largo del tamaño,  $w$ . Para una soldadura de filete con tamaños de la misma longitud,  $w$ , realizado mediante el proceso SMAW, el espesor efectivo,  $t_e$ , de garganta, también llamada garganta efectiva, es igual a la garganta teórica, esto sólo se presenta en soldaduras de filete hechas mediante el proceso SMAW.

$$t_e = w \sin 45^\circ = 0.707 w \tag{3.3.3}$$

$$t_e = \frac{w_1 w_2}{(w_1^2 + w_2^2)^{0.5}} \text{ para tamaños con lados desiguales} \tag{3.3.4}$$

Para soldadura de filete realizadas con el proceso SAW, el espesor efectivo de la garganta,  $t_e$ , es igual a la garganta de penetración profunda y puede considerarse como igual al tamaño,  $w$ , para soldaduras con tamaños de  $\frac{3}{8}$  [in] y menores. La penetración adicional es básicamente debido a la primera pasada, para las soldaduras de arco sumergido de múltiples pasadas solo se puede confiar en la penetración de la primera pasada para aumentar el tamaño. Por lo tanto, para tamaños de soldadura mayores a  $\frac{3}{8}$  [in] el espesor efectivo,  $t_e$ , de la garganta es igual a la garganta teórica más 0.11 [in].

$$t_e = w \quad \text{para } w \leq \frac{3}{8} \text{ [in]} \tag{3.3.5}$$

$$t_e = w + 0.11 \quad \text{para } w > \frac{3}{8} \text{ [in]} \tag{3.3.6}$$

### 3.3.2.4 Área efectiva de las soldaduras de filete.

Técnicamente el área efectiva de soldaduras de filete,  $A_{we}$ , será la longitud efectiva multiplicada por el espesor efectivo,  $t_e$ , (Figura 3.19b).

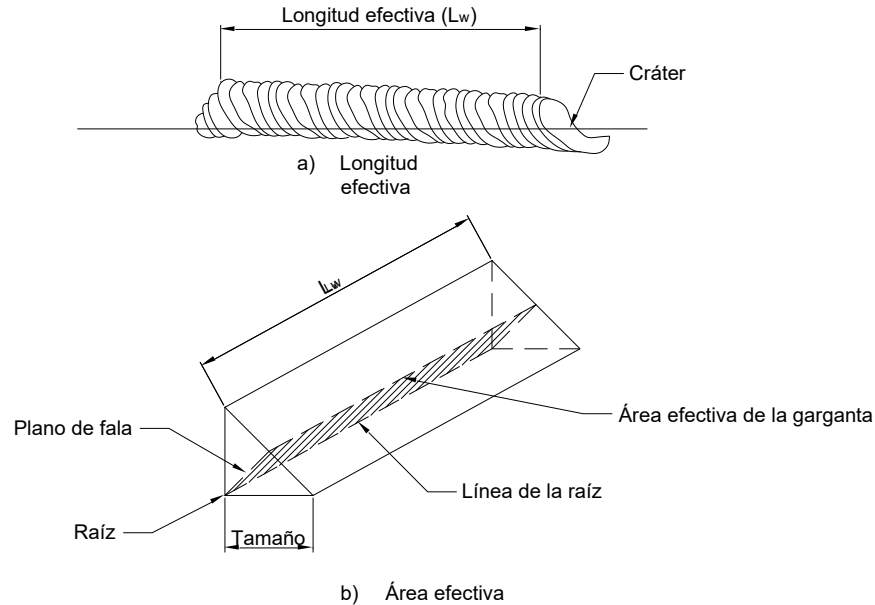
Cuando se inicia o se termina una soldadura de filete, existen pequeñas secciones cercanas a estos extremos que no son totalmente efectivas debido a cráteres y concentraciones de esfuerzos. La longitud total de una soldadura de filete es la distancia desde el cráter (Figura 3.19a), que se encuentra en el borde de inicio, hasta el cráter que se encuentra en el borde de terminación. La longitud efectiva de una soldadura de filete,  $L_w$ , es la distancia de extremo a extremo de todo el filete, medido de forma paralela a su línea de raíz. Por lo tanto, la longitud efectiva de una soldadura de filete se considera, por lo general, como la longitud total menos 2 veces el tamaño nominal de la soldadura

Normalmente no se acostumbra que el diseñador de tolerancia para los cráteres, en la práctica las longitudes de soldadura mostradas en los planos son longitudes de soldadura efectiva y el soldador proporciona la longitud adicional para considerar los cráteres.

$$L_w = L_g - 2w \quad (3.3.7)$$

donde:

$L_g$  = Longitud total de una soldadura de filete [in].



**Figura 3.19 Longitud efectiva y área efectiva de una soldadura de filete.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 243.

Cuando la longitud de la soldadura de filete de extremos cargados excede de 100 veces el tamaño de la soldadura, la longitud efectiva debe ser determinada multiplicando la longitud real por el factor de reducción,  $\beta$ , determinado a continuación:

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left( \frac{L}{w} \right) \leq 1.0 \quad (3.3.8)$$

donde:

- $\beta$  = Factor de reducción.
- $L$  = Longitud existente de soldadura en los extremos cargados, [in].
- $w$  = Longitud de pie de la soldadura, [in].

Si la longitud de la soldadura excede de 300 veces el tamaño de la soldadura, el valor de,  $\beta$ , se debe tomar igual a 0.60.

Para soldaduras de filete en extremos cargados con una longitud hasta de 100 veces el tamaño de la soldadura, se permite tomar la longitud efectiva igual a la longitud real

El área efectiva de una soldadura de filete,  $A_{we}$ , es el producto de la longitud efectiva de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta, por lo tanto:

$$A_{we} = L_w t_e \quad (3.3.9)$$

### 3.3.2.5 Soldaduras de filete intermitentes

Una soldadura de filete intermitente es aquella en la que longitudes uniformes relativamente cortas de soldadura de filete se separan a espacios regulares. En la mayoría de las ocasiones, estas soldaduras se utilizan cuando un filete continuo del menor tamaño permitido y proporciona una resistencia muy superior a la requerida. También se suele utilizar donde se requiere una unión entre las partes de secciones armadas. Este tipo de soldaduras solo se pueden realizar con el proceso SMAW, ya que con procesos automáticos no es posible debido al continuo encendido y apagado del arco. La soldadura intermitente no es recomendable para situaciones en las que se involucra estructuras expuestas al medio ambiente debido a la probable aparición de problemas de corrosión en los espacios entre soldaduras. La longitud efectiva  $L_{iw}$ , de cualquier segmento de soldadura intermitente diseñada para transferir una fuerza no debe ser mayor a cuatro veces la longitud del tamaño,  $w$ , con un mínimo de  $1\frac{1}{2}$  [in].

$$L_{iw} = \max(4w; 1\frac{1}{2} \text{ in}) \quad (3.3.10)$$

### 3.3.2.6 Soldaduras longitudinales, transversales e inclinadas

A partir del ángulo que se forma entre la línea de aplicación de la fuerza y el eje longitudinal de la soldadura, las soldaduras de filete se pueden clasificar como longitudinales, transversales o inclinadas. Las soldaduras longitudinales o paralelas tienen fuerzas aplicadas de forma paralela al eje de la soldadura. Las soldaduras transversales tienen fuerzas aplicadas normales al eje de la soldadura. Todas las demás soldaduras que no sean ni transversales ni longitudinales se les llama inclinadas u oblicuas.

Para el caso de las soldaduras de filete longitudinales, la garganta está sujeta sólo a esfuerzos de cortante, si los tamaños,  $w$ , miden lo mismo, el esfuerzo cortante máximo ocurre en la garganta a  $45^\circ$ .

En el caso de las soldaduras de filete transversales la garganta está sujeta a esfuerzo de cortante y de tensión (o compresión), para una soldadura de tamaños,  $w$ , iguales, se sabe que el esfuerzo cortante máximo ocurre en la garganta a  $67.5^\circ$  y el esfuerzo normal máximo ocurre en la garganta a  $22.5^\circ$ . Pruebas realizadas nos muestran que las soldaduras de filete transversales son mucho más fuertes que las soldaduras longitudinales del mismo tamaño.

### 3.3.2.7 Otras consideraciones

Para juntas traslapadas, la cantidad mínima de traslape debe ser de cinco veces el espesor de la parte unida más delgada pero no menor que  $1$  [in]. Las juntas de traslape que unen placas o barras sujetas a esfuerzos axiales, y que solamente utilizan soldaduras de filete transversal, deben ser soldadas a lo largo del extremo de ambas placas de traslape, excepto donde la flexión de las partes traslapadas esté suficientemente restringida para prevenir una abertura de la junta bajo condiciones de carga máxima.

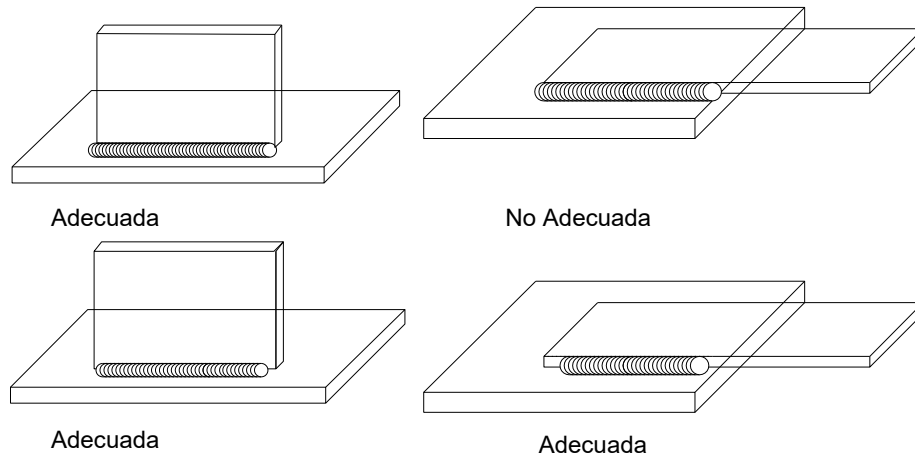
Se permite que las terminaciones de soldaduras de filete sean más cortas o a extenderse a los extremos o lados de partes cerradas excepto como se limita a continuación:

1. Para juntas de traslape en la cual una parte conectada se extiende más allá del borde o de otra parte conectada que está sujeta a esfuerzos de tensión calculados, la soldadura de filete debe terminar a no menos que el tamaño de soldadura desde el borde.
2. Para conexiones donde la flexibilidad de los elementos sobresalientes es requerido, cuando los retornos extremos son utilizados, la longitud del retorno no excederá cuatro veces el tamaño nominal de la soldadura ni la mitad del ancho de la parte en que están.
3. Soldaduras de filete uniendo atiesadores transversales a ramas de trabe de  $\frac{3}{4}$  [in] de espesor o menos, deberá terminar no menos que 4 veces ni más de 6 veces el espesor del



alma desde la raíz del alma a las soldaduras del alma a patines, excepto cuando los extremos de atiesadores son soldados al patín.

4. Soldaduras de filete que ocurren sobre lados opuestos de un plano común deberán interrumpirse en la esquina común de ambas soldaduras.



**Figura 3.20 Terminaciones de soldaduras de filete en juntas traslapas.**

Fuente: AISC, Inc. (2006). *Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers*. pp.41.

### 3.3.3 Soldaduras de tapón y muesca

Las soldaduras de tapón y de muesca están limitadas a la transferencia de cargas de cortante en planos de unión paralelos a las superficies de contacto. Este tipo de soldaduras no deberá estar sujeto a esfuerzos de tensión.

El grosor de las soldaduras de tapón o de muesca en materiales hasta de  $5/8$  [in] de espesor debe ser igual al espesor de la placa. En materiales de más de  $5/8$  [in] de espesor, la soldadura debe tener un grosor de al menos la mitad del espesor del material, pero no menor a  $5/8$  [in].

$$w = t_p \quad \text{para } t_p \leq 5/8 \text{ [in]} \quad (3.3.11)$$

$$w \geq \max\left(\frac{t_p}{2}, \frac{5}{8} \text{ in}\right) \quad \text{para } t_p > 5/8 \text{ [in]} \quad (3.3.12)$$

dónde:

$t_p$  = Espesor del material de la placa, [in].

$w$  = Tamaño de la soldadura de tapón o muesca, [in].

El diámetro de los agujeros para las soldaduras de tapón no será menor que el espesor de la parte que la contenga, mas  $5/16$  [in]. El diámetro del agujero no debe ser mayor de  $2 \frac{1}{4}$  de veces el espesor del metal de aportación,  $w$ , ni mayor que el diámetro mínimo mas  $1/8$  [in]. El diámetro utilizado se redondea a  $1/16$  [in].

El espaciamiento mínimo de centro a centro de las soldaduras de tapón debe ser cuatro veces el diámetro,  $d_{pw}$ , del agujero:

$$d_{pw,min} = t_p + 5/16, \quad d_{pw,max} = \min\left[d_{pw,min} + 1/8, 2 \frac{1}{4} w\right] \quad (3.3.13)$$

$$d_{pw,min} \leq d_{pw} \leq d_{pw,max} \quad L_w \geq L_{w,min} = 4w \quad \text{o} \quad w_e = L_w/4$$

donde:

$d_{pw}$  = Diámetro de la soldadura de tapón, [in].

- $s_{tpw}$  = Espaciamiento transversal de las soldaduras de tapón, [in].  
 $s_{lpw}$  = Espaciamiento longitudinal de las soldaduras de tapón, [in].

El ancho de una ranura de muesca no puede ser menor que el espesor de la parte que contiene más  $5/16$  [in]. También, el espesor debe ser menor o igual a  $2 \frac{1}{4}$  veces el espesor de la soldadura,  $w$ . El valor seleccionado se convierte en un múltiplo no de  $1/16$  [in]. La longitud máxima permitida para una soldadura de muesca es 10 veces el espesor de la soldadura. Los bordes de la muesca deben tener una forma semicircular o con las esquinas redondeadas a un radio no menor que el espesor de la parte del elemento que la contiene, excepto por los bordes que se extiendan hasta el borde de la parte.

El espaciamiento mínimo de centro a centro de las muescas en una línea longitudinal deben ser dos veces la longitud de la muesca.

$$\begin{aligned}
 d_{sw,min} &= t_p + 5/16, & d_{pw,max} &= \min[d_{sw,min} + 1/16, 2 \frac{1}{4} w] \\
 d_{sw,min} &\leq d_{sw} \leq d_{sw,max} \\
 d_{sw} &\leq 10w; r_h = t_p \\
 s_{tsw} &\geq 4d_{sw}; s_{lsw} \geq 12L_{sw}
 \end{aligned}
 \tag{3.3.14}$$

donde:

- $d_{sw}$  = Ancho de la muesca de una soldadura de muesca, [in].  
 $L_{sw}$  = Longitud de la muesca de una soldadura de muesca, [in].  
 $s_{tpw}$  = Espaciamiento transversal (centro a centro) de las soldaduras de muesca, [in].  
 $s_{lsw}$  = Espaciamiento longitudinal (centro a centro) de las soldaduras de muesca, [in].

### 3.3.3.1 Área de cortante de una soldadura de muesca o de tapón

El área efectiva de cortante,  $A_{we}$ , es el área de la sección transversal nominal del agujero o de la muesca en el plano de la superficie de contacto, por lo tanto:

$$A_{we} = \frac{\pi d_{pw}^2}{4} \quad \text{para soldadura de tapon} \tag{3.3.15}$$

$$A_{we} = (L_{sw} - 0.22d_{sw})d_{sw} \quad \text{para soldadura de muesca con extremos semicirculares} \tag{3.3.16}$$

Las limitaciones para el tamaño máximo de las soldaduras de tapón o de muesca, son impuestas con el propósito de limitar la contracción perjudicial que ocurre alrededor de estas soldaduras cuando exceden ciertos tamaños, es por esto que cuando los agujeros son mayores que los límites antes revisados se recomiendan soldaduras de filete alrededor del agujero o de la muesca, estas soldaduras de filete no deberán considerarse como de tapón o muesca, en estos casos el área efectiva de la soldadura de filete es el producto del espesor efectivo de la garganta y la longitud efectiva.

## 3.4 Simbología en soldadura

Los símbolos en soldadura se utilizan como un medio sistemático de comunicación, identificando la información relacionada con la soldadura de una manera gráfica. Los símbolos en soldadura con representaciones en miniatura que esquematizan los tipos de soldadura a realizar. En la industria del acero estructural, los símbolos de soldadura son colocados en diferentes planos para especificar las soldaduras para las conexiones que están destinadas. Por otra parte, los símbolos de soldadura se aplican habitualmente a todos los miembros de acero que se unirán con soldadura, de modo que en el taller y en campo, los soldadores sabrán el tipo de soldadura que se aplicará a cada junta. A los símbolos en soldadura también se les conoce como “rótulos de soldadura”.

Estos símbolos eliminan la necesidad de dibujos de las soldaduras y hacen largas notas descriptivas. Ciertamente es conveniente para los proyectistas y dibujantes utilicen este sistema estándar desarrollado por la AWS.

### 3.4.1 Símbolos básicos de soldadura

En el sistema actual, la junta es la referencia base. El lado de la flecha corresponde al *lado de la junta* a la que apunta el símbolo de la flecha. El otro lado corresponde al *otro lado de la junta* opuesta al lado de la flecha. Los símbolos deben ser dibujados en contacto con la línea de referencia.

Los símbolos de soldaduras se muestran en la Figura 3.21. Los símbolos deben ser dibujados en contacto con la línea de referencia.

Uniones soldadas precalificadas									
Símbolos básicos de soldadura									
CANTO	FILETE	TAPÓN O MUESCA	Ranura o tope						
			RECTANGULAR	V	BISEL	U	J	V ABOCINADA	BISEL ABOCINADO

**Figura 3.21 Símbolos básicos en soldadura.**

Fuente: ANSI/AWS (1998). *Standard Symbols, for Welding, Brazing, and nondestructive Examination*, .pp.2.

Los símbolos suplementarios a ser utilizados en conexión con los símbolos de soldadura deben ser hechos de acuerdo con la siguiente Figura 3.22.

SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	EXCESO DE REFUERZO	INSERTO CONSUMIBLE CUADRADO	RESPALDO RECTÁNGULAR	SEPARADOR RECTÁNGULAR	CONTORNO		
						RASO O PLANO	CONVEXO	CONCAVO

**Figura 3.22 Símbolos suplementarios.**


Fuente: ANSI/AWS (1998). *Standard Symbols, for Welding, Brazing, and nondestructive Examination*, .pp.2.

Un símbolo de soldadura puede consistir de varios elementos. Como elementos requeridos están la línea horizontal de referencia y la flecha. Se pueden incluir elementos adicionales con el objeto de indicar aspectos importantes y específicos sobre la soldadura. En forma alterna, la información sobre la soldadura puede ser incluida por otros métodos tales como notas en los dibujos o por detalles, especificaciones, estándares, códigos u otros dibujos que eliminen la necesidad de incluir los elementos correspondientes en los símbolos de soldadura.

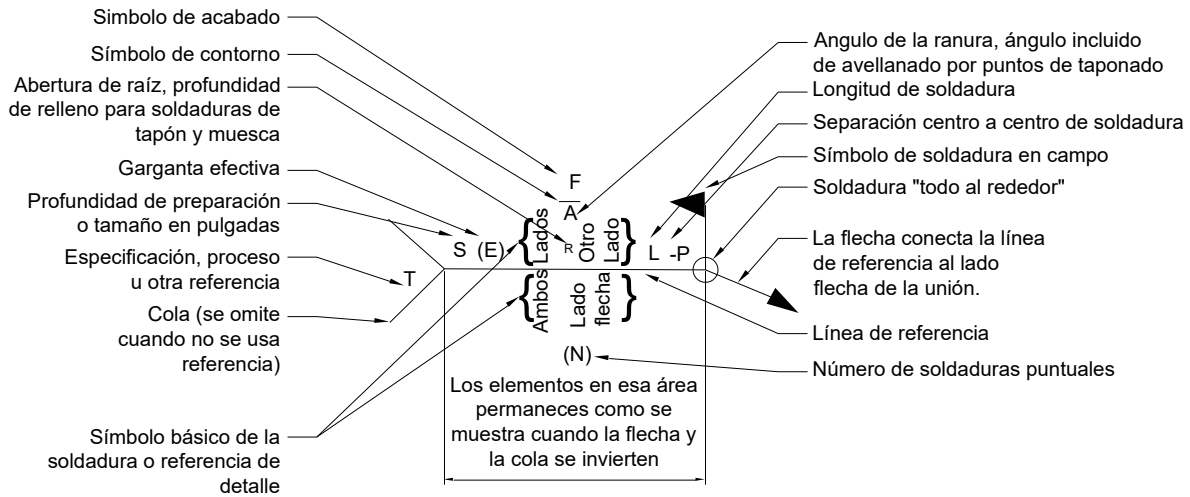
La cola del símbolo es utilizada para indicar información adicional tales como especificaciones, procesos, identificación del metal de relleno o electrodo, o cualquier otra operación o referencia necesaria para realizar la soldadura.

Todos los elementos, cuando se utilizan, deben tener una localización específica tal y como se muestra en la siguiente figura.

Algunas consideraciones generales acerca de los símbolos en la soldadura:

- El símbolo de soldadura designa el tipo de soldadura (filete, penetración parcial, penetración completa, etc.).
- Símbolos de soldadura de bajo de la línea de referencia indican que la soldadura se va a realizar del lado en el cual se muestra la flecha (Lado Flecha).
- Símbolos de soldadura por encima de la línea de referencia indican que la soldadura se va a realizar del lado contrario en el cual se muestra la flecha (Lado opuesto)
- El tamaño, símbolo de la soldadura, longitud y espaciamiento deben leerse en ese orden de izquierda a derecha sobre la línea de referencia. Ni la orientación de la línea de referencia ni la localización de la flecha alteran esta regla.
- El lado perpendicular de los símbolos deben estar a la izquierda. 
- La punta de la bandera del símbolo de campo debe señalar hacia la cola.
- Los símbolos se aplican entre cambios bruscos en la dirección de la soldadura a menos que se muestre el símbolo de "todo alrededor" o se indique algo diferente.

Para una mayor orientación de acuerdo a los símbolos de soldadura, se recomienda consultar el AWS A.2.4 *Standard symbols for Welding, Brazing, and Nondestructive Examination* (Símbolos Normalizados para Soldadura, Soldadura fuerte y examen no destructivo).



**Figura 3.23 Símbolos de soldaduras**

Fuente: *Fuente: AISC, Inc. (2006). Steel Design Guide. Welded Connections – A Primer For Engineers.pp.57.*

### 3.5 Resistencia de la Soldadura

Para la resistencia nominal de las soldaduras deben verificarse dos estados límite, el estado límite de resistencia del metal soldado o de aportación y el estado límite de resistencia del metal base.

La resistencia nominal del metal soldado o de aporte es:

$$R_{nw} = F_{nw}A_{we} \tag{3.5.1}$$

donde:

- $R_{nw}$  = Resistencia nominal de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal soldado o de aportación. (*deposit weld*), [kips].
- $A_{we}$  = Área efectiva de la sección transversal de la soldadura.[in<sup>2</sup>].
- $F_{nw}$  = Resistencia nominal del material del electrodo.[ksi].

La resistencia nominal del metal base es:

$$R_{nBM} = F_{BM}A_{BM} \quad (3.5.2)$$

- $R_{nBM}$  = Resistencia nominal de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal base, [kips].  
 $F_{BM}$  = Resistencia nominal del material base, [in<sup>2</sup>].  
 $A_{BM}$  = Área de la sección transversal del material base, [ksi].

La resistencia nominal de la soldadura está dada por:

$$R_n = \min[R_{nw}, R_{nBM}] \quad (3.5.3)$$

donde:

- $R_n$  = Resistencia nominal de la soldadura, [kips].

### 3.5.1 Resistencia de las soldaduras de ranura

#### 3.5.1.1 Resistencia de las soldaduras con penetración parcial en la junta (PJP)

##### 3.5.1.1.1 Resistencia a la compresión por aplastamiento

La resistencia diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , se obtiene de la menor de las resistencias a la compresión por aplastamiento del metal soldado o del metal base, mediante las siguientes expresiones:

Para el metal soldado:

$$R_{nw} = 0.60F_{EXX}A_{we} \quad (3.5.4)$$

Con

$$\phi = 0.80 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.88 \text{ (ASD)}$$

Para el metal base:

$$R_{nBM} = F_y A_{BM} \quad (3.5.5)$$

Con

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

donde:

- $F_{EXX}$  = Número de clasificación del electrodo, [ksi].  
 $F_y$  = Esfuerzo de fluencia del metal base, [ksi].

##### 3.5.1.1.2 Resistencia a la compresión

Cuando las conexiones no están diseñadas para el aplastamiento, la resistencia diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , se obtiene de la menor de las resistencias a la compresión del metal soldado o del metal base, mediante las siguientes expresiones:

Para el metal soldado:

$$R_{nw} = 0.90F_{EXX}A_{we} \quad (3.5.6)$$

Con:

$$\phi = 0.80 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.88 \text{ (ASD)}$$

Para el metal base:

$$R_{nBM} = F_y A_{BM} \text{ metal base} \quad (3.5.7)$$

Con:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

### 3.5.1.1.3 Resistencia a la tensión normal al eje de la soldadura

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , se obtiene de la menor de las resistencias en tensión normal al eje de la soldadura del metal soldado o del metal base, mediante las siguientes expresiones:

Para el metal soldado

$$R_{nw} = 0.60 F_{EXX} A_{we} \text{ metal soldado} \quad (3.5.8)$$

Con:

$$\phi = 0.80 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.88 \text{ (ASD)}$$

Para el metal base :

$$R_{nBM} = F_y A_{BM} \text{ metal base} \quad (3.5.9)$$

Con:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

### 3.5.1.1.4 Resistencia a cortante

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , disponible a cortante de la soldadura para el metal soldado se obtiene de la siguiente expresión:

$$R_{nw} = 0.60 F_{EXX} A_{we} \text{ metal soldado} \quad (3.5.10)$$

con:

$$\phi = 0.80 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.88 \text{ (ASD)}$$

## 3.5.1.2 Resistencia de las soldaduras con penetración completa en la junta (CJP)

### 3.5.1.2.1 Resistencia a la compresión

Cuando las conexiones no están diseñadas para el aplastamiento, la resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , a la compresión disponible es controlada por la resistencia del metal base y se obtiene con la siguiente expresión:

$$R_{nBM} = F_y A_{BM} \text{ metal base} \quad (3.5.11)$$

Con:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

**3.5.1.2.2 Resistencia a la tensión normal al eje de la soldadura**

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , disponible en tensión en dirección normal al eje de la soldadura es controlada por la resistencia del metal base y se obtiene de la siguiente expresión:

$$R_{nBM} = F_y A_{BM} \text{ metal base} \quad (3.5.12)$$

con:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

**3.5.1.2.3 Resistencia a cortante**

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , disponible a cortante de la soldadura para el metal soldado se obtiene de las siguientes expresiones:

$$R_{nBM} = F_y A_{BM} \text{ metal base} \quad (3.5.13)$$

con:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

**3.5.2 Resistencia de soldaduras de filete**

Se considera una práctica común considerar que la fuerza sobre un filete de soldadura es cortante sobre la garganta, sin importar la dirección de la carga aplicada. Por lo tanto para el metal soldado el estado límite siempre corresponde a la fractura en cortante a través de la garganta.

**3.5.2.1 Resistencia al cortante:**

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , disponible a cortante de la soldadura para el metal soldado se obtiene de las siguientes expresiones:

$$R_{nw} = 0.60 F_{EXX} A_{we} \text{ metal soldado} \quad (3.5.14)$$

con:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

**3.5.3 Resistencia de las soldaduras de tapón o de muesca**

Como se mencionó anteriormente el uso de las soldaduras de tapón o de muesca está restringido a la transferencia de fuerzas cortantes en los planos de la unión paralelos a las superficies de contacto. La resistencia de diseño a cortante de este tipo de soldaduras está definida por:

**3.5.3.1 Resistencia al cortante:**

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , disponible a cortante de la soldadura para el metal soldado se obtiene de las siguientes expresiones:

$$R_{nw} = 0.60 F_{EXX} A_{we} \text{ metal soldado} \quad (3.5.15)$$

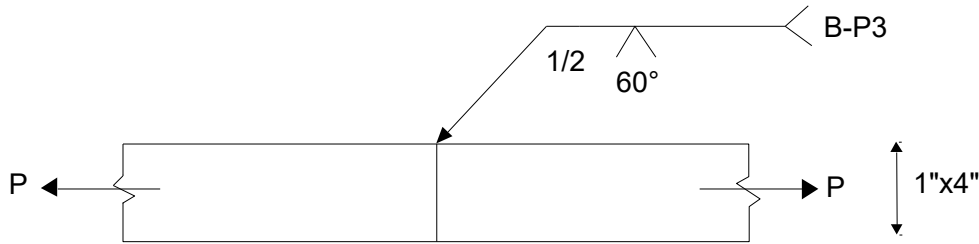
con:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

**3.6 Ejemplos****Ejemplo 3.7.1 Soldaduras de ranura con penetración parcial en la junta (PJP)**

Dos placas de  $4 \times 1$  [in] mostradas en la Figura 3.24, son conectadas con soldadura en V de  $1/2$  [in] como se indica. Las placas son de acero A36 y los electrodos son E70XX. Determine la capacidad

de tensión disponible de la conexión. Para un ángulo incluido de 60°, el espesor de la garganta efectiva es igual a la profundidad de la soldadura como es especificada de 1/2 [in].



**Figura 3.24 Ejemplo 3.7.1**

Respuesta

El área efectiva total del metal de soldadura es

$$A_{we} = 4 \times 0.5 = 2 \text{ in}^2$$

El área efectiva total del metal base es

$$A_{we} = 4 \times 0.5 = 2 \text{ in}^2$$

La capacidad de tensión disponible, normal a la superficie efectiva, está dada por

LRFD	ASD
$\phi R_n = \phi 0.60 F_{EXX} A_{we} \text{ metal soldado}$ $= 0.80 \times 0.60 \times 70 \times 2$ $= 67.2 \text{ [kips]}$	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{0.60 F_{EXX} A_{we}}{\Omega} \text{ metal soldado}$ $= \frac{0.60 \times 70 \times 2}{1.88}$ $= 44.68 \text{ [kips]}$
$\phi R_n = \phi F_y A_{BM} \text{ metal base}$ $= 0.90 \times 36 \times 2$ $= 64.8 \text{ [kips]} \leftarrow$	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F_y A_{BM}}{\Omega} \text{ metal base}$ $= \frac{36 \times 2}{1.88}$ $= 38.29 \text{ [kips]}$

∴ La máxima carga que puede soportar la soldadura es:

LRFD	ASD
$\phi R_n = 64.8 \text{ [kips]} \text{ (29 392,79 kgf)}$	$R_n/\Omega = 38.29 \text{ [kips]} \text{ (17 368,05 kgf)}$

**Ejemplo 3.7.2 Soldadura de filete**

Determine la resistencia disponible a cortante de un filete de 5/16 [in] con longitud de 1[in]. Use electrodos E70XX y suponga carga paralela a la soldadura.

Espesor de la garganta efectiva

$$t_e = \sin 45 \times \frac{5}{16} = 0.221 \text{ in}$$

El área efectiva de soldadura es

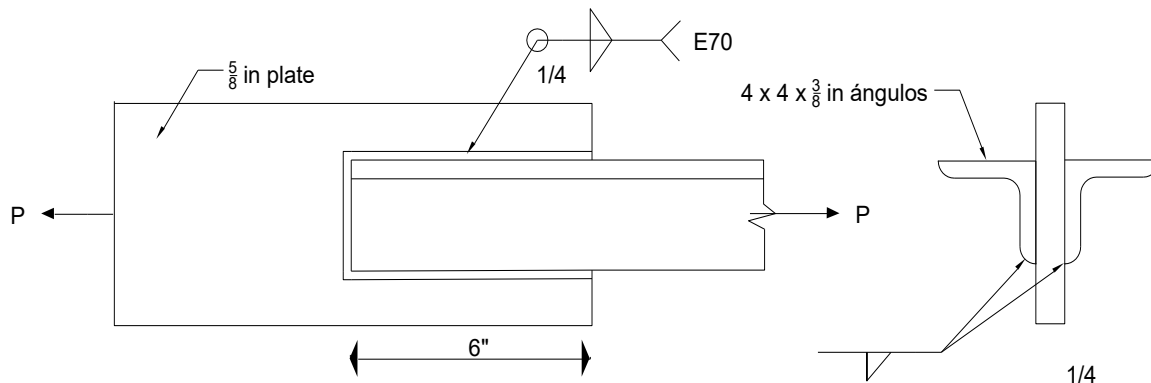
$$A_{we} = 0.221 \times 1 = 0.221 \text{ in}^2$$



LRFD	ASD
$\phi R_n = \phi 0.60 F_{EXX} A_{we} \text{ metal soldado}$ $= 0.75 \times 0.60 \times 70 \times 0.221$ $= 6.96 \text{ [kips]}$	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{0.60 F_{EXX} A_{we}}{2.00} \text{ metal soldado}$ $= \frac{0.60 \times 70 \times 0.221}{2.00}$ $= 4.64 \text{ [kips]}$

### Ejemplo 3.7.3 Soldadura de filete orientada longitudinalmente y transversalmente a la carga

Los dos ángulos mostrados en la siguiente Figura 3.25 de  $4 \times 4 \times \frac{3}{8}$  son conectados por medio de soldadura de filete de  $\frac{1}{4}$  [in] con electrodos E70XX a una placa gruesa de  $\frac{5}{8}$  [in] de espesor, como se indica. Los ángulos y la placa son de acero A36. Determine la fuerza de tensión que se puede aplicar a la conexión. La carga aplicada es concéntrica al grupo de soldadura.



**Figura 3.25** Ejemplo 3.7.3.

Respuesta:

De la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones del AISC), el tamaño mínimo de la soldadura de filete para la placa de  $\frac{3}{8}$  [in] es de

$$w_{min} = \frac{1}{4} \text{ [in]}$$

El máximo tamaño de la soldadura de filete para el ángulo de  $\frac{3}{8}$  [in] es

$$w_{max} = \frac{3}{8} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} \text{ [in]}$$

El espesor mínimo de la placa para desarrollar la fuerza requerida completa de  $\frac{1}{4}$  [in] de soldadura de filete opuesto entre sí en ambos lados de la placa es:

$$t = \frac{4}{9.38} = 0.43 \text{ [in]} < \frac{5}{8} \text{ [in]}$$

Por lo tanto,  $\frac{1}{4}$  [in] de soldadura de filete es satisfactorio.

La longitud total de la soldadura cargada en sentido longitudinal es

$$L_{wl} = 4 \times 6 = 24 \text{ [in]}$$

La longitud total de la soldadura carga en sentido transversal es

$$L_{wt} = 2 \times 4 = 8 \text{ [in]}$$

La resistencia nominal de una línea de soldadura de filete de  $\frac{1}{4}$  [in] es

$$F_{nw}A_{we} = 0.60 \times 70 \times 0.707 \times 0.25$$

$$= 7.42 \left[ \frac{kips}{in} \right]$$

Aplicando la ecuación (J2.9a de las Especificaciones del AISC), la resistencia nominal de la conexión es

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt}$$

$$= (24 \times 7.42) + (8 \times 7.42)$$

$$= 237 [kips]$$

Aplicando la ecuación (J2.9b de las Especificaciones del AISC), la resistencia nominal de la conexión es

$$R_n = 0.85R_{nwl} + 1.5R_{nwt}$$

$$= 0.85(24 \times 7.42) + 1.85(8 \times 7.42)$$

$$= 240 kips < 273 [kips]$$

La resistencia disponible a cortante de la soldadura es

LRFD	ASD
$\phi R_n = 0.75 \times 240$ $= 180 [kips] (81\ 646.3\ kgf)$	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{240}{2}$ $= 120 [kips] (54\ 431.08\ kgf)$

### 3.7 Referencias

American Institute of Steel Construction, INC. (2006). *Steel Design Guide 21 Welded Connections- A Primer For Engineers*. Ohio, Cleveland, E.U.A.: AISC.

American Institute of Steel Construction, INC. (2005). *Steel Construction Manual*. Chicago, Illinois, E.U.A: AISC.

American Welding Society. (1999). *Structural Welding Code - Steel*. Florida: AWS.

McCormac, J. C. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD*. Ciudad de México: Alfaomega.

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V.

Williams, A. (2011). *Steel Structures Design ASD/LRFD*. Washington: Mc Graw-Hill Companies, Inc.

## 4 Conexiones Sujetas a Cortante Excéntrico

Como ya hemos analizado en los capítulos anteriores, a las conexiones las podemos clasificar de acuerdo al tipo de conector utilizado, como atornilladas o soldadas, pero existe otra manera de clasificar las conexiones: Por el método de transferencia que utilizan o la fuerza que experimentan, por ejemplo podemos mencionar las juntas a cortante directo o tensión directa (analizadas en los capítulos anteriores), las juntas en cortante excéntrico, analizadas en este capítulo y las juntas en cortante y flexión que se analizarán en el capítulo siguiente.

En este capítulo nos encargaremos de revisar las juntas a cortante excéntrico tanto soldadas como atornilladas, la revisión de este tipo de conexiones resulta útil cuando tratemos de entender el funcionamiento de las conexiones de marcos en edificios.

Sabemos que una junta puede estar sujeta a varias acciones, dependiendo de la posición relativa de los miembros que se conectan, es decir de su configuración y de los tipos de cargas que se transmiten. Si tomamos como referencia un marco tridimensional general, la carga en las juntas puede tener seis componentes: tres fuerzas y tres momentos (Figura 4.1):

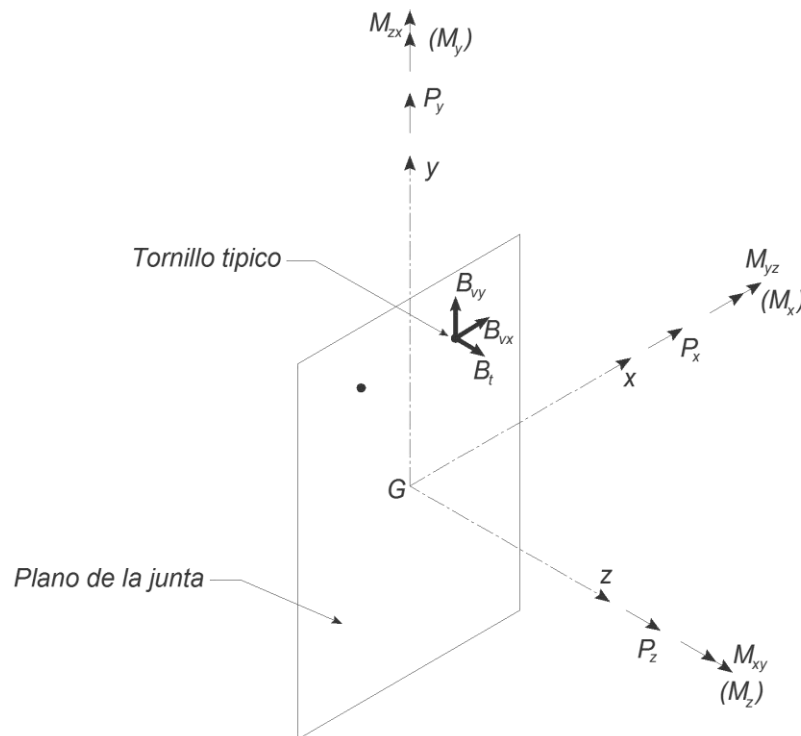
$P_x, P_y$  = Fuerzas cortantes o en el plano.

$P_z$  = Fuerza perpendicular (Puede ser Tensión o Compresión).

$M_{yz}, M_{zx}$  = Momento de flexión ( $M_x, M_y$ ).

$M_{xy}$  = Momento de torsión ( $M_z, M_T$ ).

Esta manera de etiquetar las componentes de carga, facilita la visualización y la clasificación de las juntas.

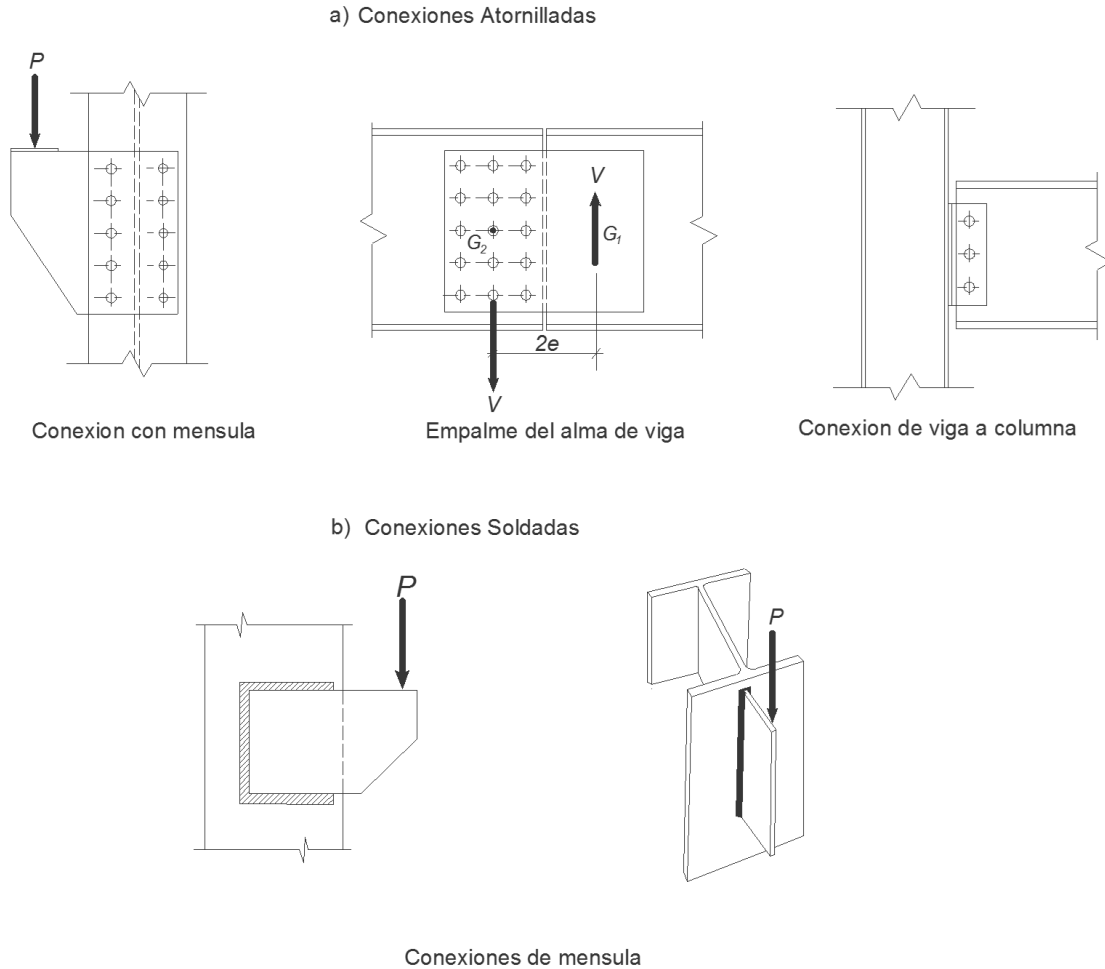


**Figura 4.1 Carga en una junta.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 693.

## 4.1 Cargas Excéntricas a Cortante

Este caso de carga  $[P_y, P_x, M_{xy}]$  ocurre cuando la carga resultante en la junta se localiza en el mismo plano de la junta, pero la línea de acción de ésta no pasa por el centroide del grupo de tornillos o de soldadura. Ejemplos de este tipo de conexión se muestran en la Figura 4.2.



**Figura 4.2 Ejemplos de conexiones atornilladas y soldadas en cortante excéntrico.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 181 y 699.

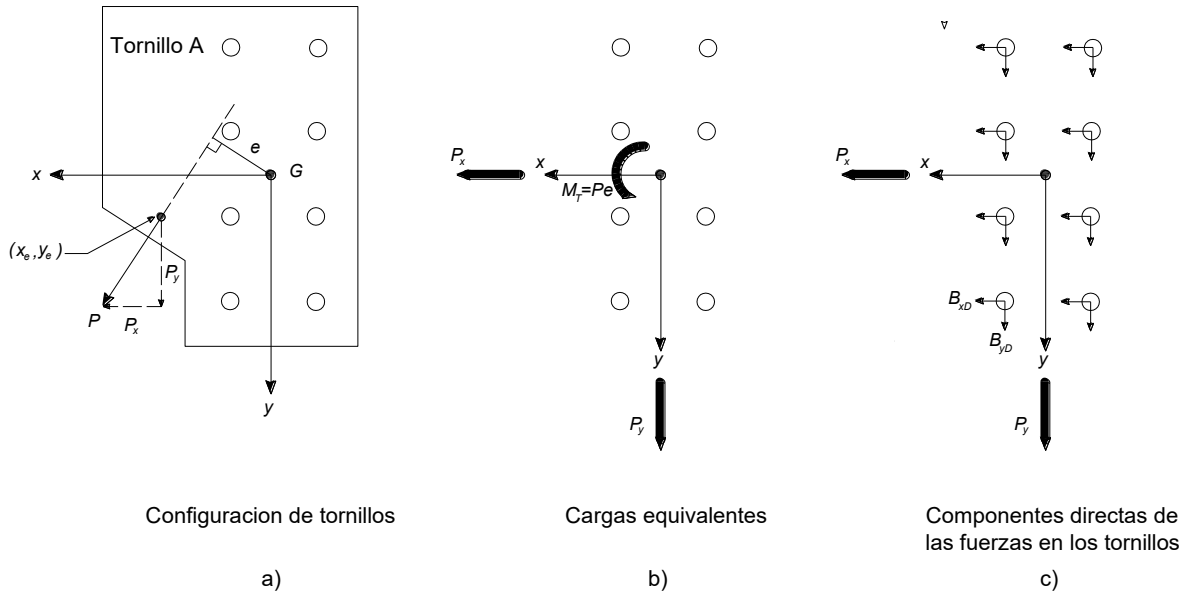
Las ménsulas de columna consisten en un par de placas que se apoyan en la columna que tiene una placa atornillada o soldada a cada patín, son proyectadas más allá de los patines de la columna para poder recibir la carga y si es necesario están atiesadas fuera de los patines de la columna para ayudar a la columna en su eje más débil, otro ejemplo de este tipo de carga son los empalmes de almas en vigas y algunas conexiones simples de viga a columna.

Existen dos procedimientos para analizar las conexiones cargadas excéntricamente, el **método elástico**, que utiliza conceptos simples. Este método ignora la fricción o la resistencia al deslizamiento entre las partes conectadas y supone que las partes conectadas son completamente rígidas, no aprovecha la ductilidad que pudiera llegar a tener el conector ni ningún tipo de redistribución correspondiente de la carga, suele ser aproximado y con resultados extremadamente conservadores. Un método más racional, conocido como **método de resistencia última**, utiliza la relación carga-deformación de un tornillo, suele proporcionar los valores más parecidos a los obtenidos en ensayos, aunque su aplicación suele ser larga al tratarse de un proceso iterativo, este inconveniente es fácilmente manejable con el uso de hojas de cálculo.

### 4.1.1 Conexiones Excéntricas Atornilladas

#### 4.1.1.1 Método Elástico

Considere una placa de ménsula atornillada a un elemento de apoyo como la placa mostrada en la Figura 4.3. Este grupo está integrado por un número ,  $N$ , de tornillos, como en la mayoría de las conexiones atornilladas, estos tornillos son del mismo tamaño y por lo tanto tienen la misma área nominal ,  $A_b$ . Se supondrá que el área transversal del grupo de tornillos es elástica y que su centro de gravedad o centroide se encuentra en el punto G.



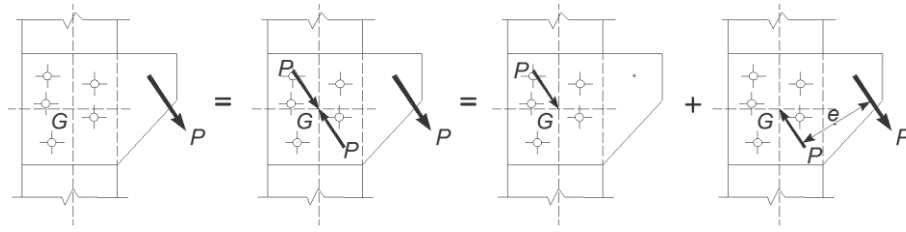
**Figura 4.3 Análisis elástico de una junta atornillada en cortante excéntrico.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 701.

Como se observa en la Figura 4.4, la carga extrema P actúa sobre la placa con una excentricidad e. La carga , P, puede ser descompuesta en una componente vertical , P<sub>y</sub>, y una componente horizontal, P<sub>x</sub>. Si agregamos un par de fuerzas iguales, en dirección opuesta y colineales de magnitud P justo en el centroide del grupo de tornillos, la carga aplicada original (excéntrica) puede ser reemplazada por una carga centroidal de magnitud P y un momento de torsión  $M_T = M_{xy} = Pe$ , sabemos que la carga P y el momento de torsión también pueden calcularse de la siguiente manera:

$$M_T = P_y x_e - P_x y_e \tag{4.1.1}$$

Aunque la fricción entre las placas no se considera en el cálculo de la resistencia, una vez que se supera esta resistencia los tornillos comienzan a funcionar en aplastamiento y de esta manera se someten a esfuerzos cortantes en las dos direcciones y también por el momento de torsión. Una de las hipótesis principales de este método es la infinita rigidez de la palca y por lo tanto no se ve afectada por la deformación, la otra suposición es que los tornillos son deformables y elásticos.



**Figura 4.4 Junta sujeta a cortante excéntrico.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 694.*

Si descomponemos a la fuerza cortante para un sólo tornillo debida a las fuerzas centroidales  $P_x$  y  $P_y$  en las componentes  $B_{xD}$  y  $B_{yD}$ , y suponemos que el efecto de las fuerzas centroidales sobre los tornillos es el mismo para cada uno, entonces obtenemos:

$$B_{xD} = \frac{P_x}{N}; \quad B_{yD} = \frac{P_y}{N} \quad (4.1.2)$$

Es lógico suponer que debido al momento  $M_T$ , se produce un giro alrededor del centroide del grupo de tornillos produciendo cortante adicional en cada tornillo que actúa de forma perpendicular al vector radio que se forma a partir del centro de gravedad  $G$ , al centro del agujero del tornillo en estudio, ahora llamamos a la fuerza cortante en el  $i$ -ésimo tornillo como  $B_{iT}$  con coordenadas  $(x_i, y_i)$  y distancia radial  $r_i$  debido a la torsión  $M_T$ . Las fuerzas cortantes  $B_{iT}$  están dispuestas de tal manera que producen torsión alrededor del centroide en el mismo sentido que la torsión externa. Como ya se había mencionado antes en este método se desprecia la fricción entre las placas, y por lo tanto la torsión aplicada puede igualarse a la suma de las contribuciones de cada tornillo:

$$\sum B_{iT} r_i = M_T \quad (4.1.3)$$

Sea  $B_T^*$  la fuerza cortante que se genera a partir del momento torsionante en un tornillo de referencia, situado en un punto de coordenadas  $(x^*, y^*)$  con vector radial  $r^*$ . Es de suponerse que, bajo los efectos del momento  $M_T$ , el desplazamiento rotacional de cualquier tornillo es proporcional a su distancia al centroide  $G$ . Para el caso de arreglos, en donde todos los tornillos son del mismo tamaño, como sucede generalmente en las conexiones atornilladas, podemos inferir lo siguiente:

$$\frac{e_i}{e^*} = \frac{r_i}{r^*} \rightarrow \frac{f_{iT}}{f_T^*} = \frac{r_i}{r^*} \rightarrow \frac{B_{iT}}{B_T^*} = \frac{r_i}{r^*} \rightarrow B_{iT} = \frac{r_i}{r^*} B_T^* \quad (4.1.4)$$

donde:

- $e_i$  = Desplazamiento del  $i$ -ésimo tornillo.
- $f_{iT}$  = Esfuerzo del  $i$ -ésimo tornillo.
- $e^*$  = Desplazamiento del tornillo de referencia.
- $f_T^*$  = Esfuerzo del tornillo de referencia.

La ecuación anterior define la fuerza cortante en cualquier tornillo causada a partir del momento  $M_T$  en función de la fuerza cortante correspondiente al tornillo de referencia, si sustituimos el valor de  $B_{iT}$  en la ecuación (4.1.3) tenemos:

$$\begin{aligned} \sum B_{iT} r_i &= M_T = \sum \left( \frac{r_i}{r^*} B_T^* \right) r_i = M_T \\ \frac{B_T^*}{r^*} &\text{ sale de la sumatoria al ser una constante} \\ M_T &= \frac{B_T^*}{r^*} \sum r_i^2 \end{aligned} \quad (4.1.5)$$

A partir de la ecuación anterior, podemos despejar la fuerza cortante en el tornillo de referencia:

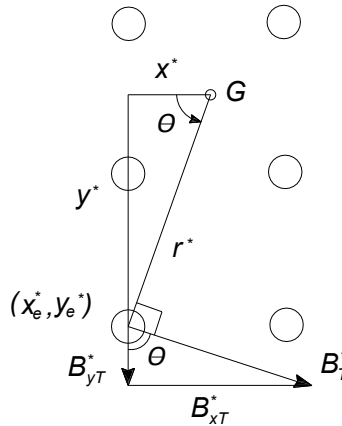
$$B_T^* = \frac{M_T r^*}{\sum r_i^2} \tag{4.1.6}$$

Para obtener el esfuerzo cortante correspondiente al tornillo de referencia es necesario dividir entre el área de la sección transversal del tornillo de referencia:

$$f_T^* = \frac{B_T^*}{A_b} = \frac{M_T r^*}{\sum A_b r_i^2} \tag{4.1.7}$$

De lo anterior, podemos obtener la carga resultante total en el tornillo de referencia, siendo esta la suma del cortante centroidal en las dos direcciones,  $B_{xD}$  y  $B_{yD}$ , más el cortante producido  $B_T^*$  por el momento  $M_T$ , resulta más fácil hacer la suma vectorial si descomponemos al cortante  $B_T^*$ , en sus componentes en dirección  $x$  y en  $y$  como  $B_{xT}^*$  y  $B_{yT}^*$ . Si observamos la representación de las diferentes componentes de los vectores en la Figura 4.5, notaremos que el ángulo  $\theta$  formado entre el radio  $r^*$  y  $x^*$  (coordenada  $x$  del tornillo de referencia) es el mismo ángulo que el que se forma entre  $B_T^*$  y  $B_{yT}^*$  y a partir de la semejanza de triángulo obtenemos lo siguiente:

$$\frac{B_{xT}^*}{B_T^*} = \frac{-y^*}{r^*}; \frac{B_{yT}^*}{B_T^*} = \frac{x^*}{r^*} \tag{4.1.8}$$



**Figura 4.5 Componentes  $x$  y  $y$  de la fuerza del tornillo  $B_T^*$ .**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 702.

Si reemplazamos de las ecuaciones anteriores el valor de  $B_T^*$ , obtenemos las componentes horizontales y verticales de la fuerza que actúa sobre un tornillo seleccionado debido sólo al momento de torsión  $M_T$ .

$$B_{xT}^* = \frac{M_T(-y^*)}{\sum r_i^2}; B_{yT}^* = \frac{M_T(x^*)}{\sum r_i^2} \tag{4.1.9}$$

Las componentes  $x$  y  $y$  del total de la fuerza total en un tornillo de referencia, debidas a la carga de cortante directa y el momento de torsión son las siguientes:

$$B_x^* = B_{xD} + B_{xT}^* = \frac{P_x}{N} + \frac{M_T(-y^*)}{\sum r_i^2} \tag{4.1.10}$$

$$B_y^* = B_{yD} + B_{yT}^* = \frac{P_y}{N} + \frac{M_T(x^*)}{\sum r_i^2}$$

Resulta más conveniente calcular  $\sum r_i^2$  a partir de las coordenadas  $x$  y  $y$  de los tornillos:



$$\sum r_i^2 = \sum x_i^2 + \sum y_i^2 \quad (4.1.11)$$

Finalmente, la magnitud de la fuerza resultante en el tornillo de referencia se obtiene como el vector resultante de los componentes  $x$  y  $y$ :

$$B^* = \sqrt{(B_x^*)^2 + (B_y^*)^2} \quad (4.1.12)$$

La junta resulta adecuada cuando se cumple la siguiente condición:

$$B^* \leq R_n \quad (4.1.13)$$

Donde:

- $B^*$  = Fuerza resultante en el tornillo crítico (más cargado) cuando se considera como tornillo de referencia.
- $R_n$  = Resistencia nominal ( $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ ) del tornillo utilizado en la conexión.

En la mayor parte de las conexiones excéntricas atornilladas los tornillos están dispuestos de manera simétrica a través de una o más líneas paralelas de tornillos con paso uniforme, todo lo anteriormente mencionado nos permite localizar fácilmente el tornillo más cargado mediante una inspección previa al análisis.

No podemos decir que se presenten las mismas circunstancias para arreglos de tornillos asimétricos con formas irregulares, donde es posible que el tornillo más alejado del centroide,  $G$ , no sea el que recibe la mayor carga, esto tiende a dificultar la localización del tornillo más cargado mediante simple inspección, haciendo necesario la revisión de todos los tornillos que sean candidatos posibles para lograr la correcta identificación.

#### 4.1.1.2 Método de la resistencia última o centro instantáneo de rotación

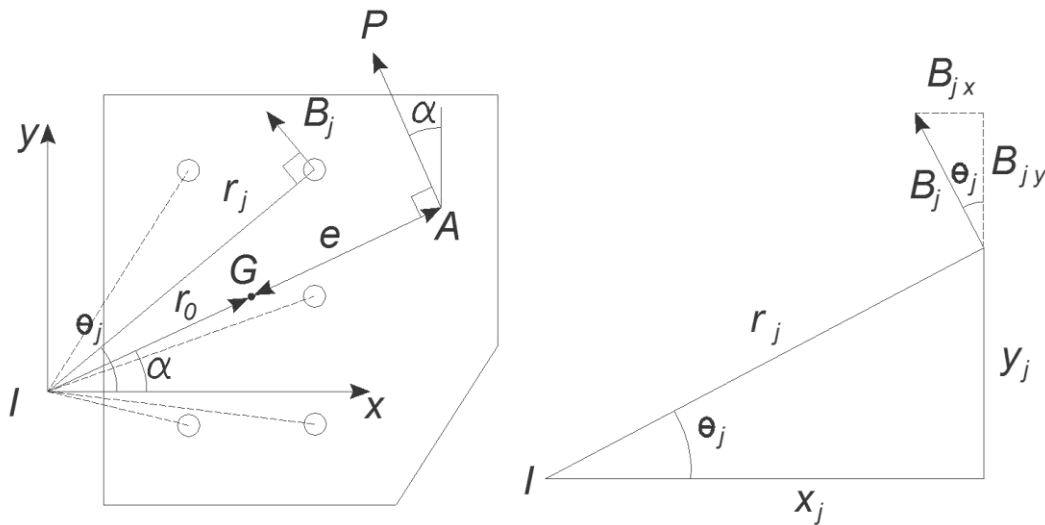
El método elástico como el analizado anteriormente u otros métodos de excentricidad reducida para el análisis de carga cortante excéntrica en el mismo plano de la junta, están basados en una serie de hipótesis que no siempre devuelven resultados realísticos, la principal de las hipótesis es la que supone a los tornillos completamente elásticos, el método de la resistencia última o del centro instantáneo de rotación, utiliza una relación carga-deformación no lineal para un solo tornillo para predecir la resistencia de un grupo de tornillos cargados excéntricamente. La aplicación del método difiere cuando la conexión es tipo aplastamiento o tipo fricción.

##### 4.1.1.2.1 Conexiones atornilladas tipo aplastamiento

Consideremos una placa rígida de soporte en el patín de una columna como la que se muestra en la Figura 4.6. El grupo de tornillos se compone de un número,  $N$ , de tornillos del mismo tamaño, con su centro de gravedad localizado en  $G$ . Cuando este grupo de tornillos es cargado en cortante excéntrico por una carga  $P$  en el plano de la junta, tenderá a causar una rotación y traslación relativa de los elementos conectados. Esta traslación y rotación de la placa rígida es equivalente a una rotación pura sobre un solo punto  $I$ , llamado el centro instantáneo de rotación, también localizado en el plano de la junta. El centro instantáneo de rotación será un punto en una línea recta dibujada a través del centro de gravedad del grupo de tornillos, perpendicular a la línea de acción de la carga aplicada y situada, con respecto al centroide, en el lado opuesto de la carga aplicada. Su localización depende de la geometría del grupo de tornillos, la excentricidad de la carga, y las características de la curva de carga-deformación de los tornillos en cortante. Sea  $e$ , la excentricidad de la carga (distancia perpendicular de  $G$  a la línea de acción de  $P$  y  $r_0$  la distancia desde el centro instantáneo de rotación,  $I$ , al centro de gravedad del grupo de tornillos,  $G$ ). Por conveniencia, el origen del sistema de coordenadas derecho ortogonal es colocado en el centro instantáneo de rotación  $I$ , con los ejes  $x$  y  $y$  paralelos a los ejes principales del grupo de tornillos y el eje  $z$  normal al plano del grupo de tornillos. Si  $(x_0, y_0)$  son las coordenadas del centro de gravedad  $G$ . La deformación  $\Delta_j$  y por lo tanto

la fuerza  $B_j$ , en cualquier tornillo  $j$ , se asumen dirigidas a lo largo de la línea perpendicular al radio vector que conecta  $I$  a la localización del tornillo  $(x_j, y_j)$ . El radio de rotación para este tornillo es dado por:

$$r_j = \sqrt{x_j^2 + y_j^2} \tag{4.1.14}$$



**Figura 4.6 Método de la resistencia última para una conexión atornillada en cortante excéntrico.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. web chapter 12.1. www.mhhe.com/Vinnakota*

Sean  $\alpha$  y  $\theta_j$  las inclinaciones de los vectores radios del centro de gravedad,  $G$  y el tornillo  $j$ , respectivamente, medidos en sentido anti horario del eje  $x$ . De la Figura 4.6 obtenemos las siguientes relaciones:

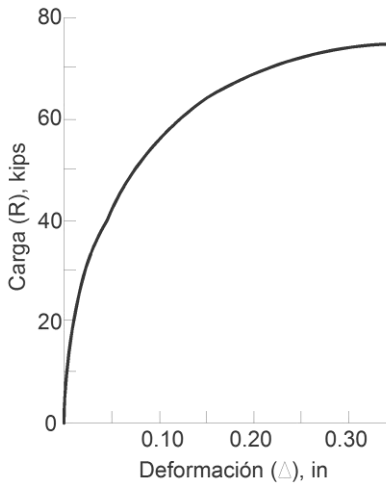
$$\sin \alpha = \frac{y_0}{r_0}; \quad \cos \alpha = \frac{x_0}{r_0}; \quad \sin \theta_j = \frac{y_j}{r_j}; \quad \cos \theta_j = \frac{x_j}{r_j} \tag{4.1.15}$$

Es conveniente notar que  $\alpha$  es también la inclinación de la carga respecto con la vertical. Como las placas de la conexión se asumen infinitamente rígidas, la rotación es únicamente debida a la deformación de los tornillos. Para la conexión atornillada de tipo aplastamiento siendo analizada, la fricción se desprecia, entonces la deformación de cada tornillo es proporcional a la distancia desde el centro instantáneo de rotación. Por lo tanto, la máxima deformación,  $\Delta^*$ , de un tornillo, ocurre en el tornillo más lejano a  $I$ . La deformación  $\Delta_j$  del tornillo  $j$ -ésimo localizado a la distancia  $r_j$  es dada por:

$$\Delta_j = \frac{r_j}{r^*} \Delta^* \tag{4.1.16}$$

La fuerza cortante  $B_j$  en el  $j$ -ésimo tornillo está relacionada a su deformación,  $\Delta_j$ , de acuerdo a su gráfica carga-deformación. La fuerza  $B_j$  se asume que actúa normal al vector radio conectando al centro instantáneo de rotación,  $I$ , al centro del  $j$ -ésimo tornillo y que actúa en el mismo sentido que el momento de torsión  $M_t$ . La aproximación presentada a continuación, desarrollada por Crawford y Kulak [1971]<sup>1</sup>, usa la respuesta carga deformación obtenida experimentalmente de un solo tornillo en cortante directo (Figura 4.7) para predecir la resistencia última del grupo de tornillos en cortante excéntrico. Mientras la carga  $P$  se incrementa desde 0, todos los tornillos son cargados en el rango elástico, hasta que el tornillo crítico (el más lejano) comienza a fluir en cortante. Esto no significa que

falle la junta, sin embargo, la carga  $P$  puede ser incrementada más, y el tornillo crítico ahora se comporta inelásticamente (menor rigidez del tornillo) y cualquier incremento adicional en la carga es resistido por los tornillos con menor carga más cercanos a  $I$ .



**Figura 4.7 Fuerza cortante última,  $R$ , en un tornillo en función de la deformación.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. web chapter 12.1. [www.mhhe.com/Vinnakota](http://www.mhhe.com/Vinnakota)

La resistencia última del grupo de tornillos se asume que es alcanzada cuando la deformación del tornillo más lejano al centro de rotación, alcanza la deformación última obtenida experimentalmente,  $\Delta_{max}$ , entonces:

$$P = P_u \text{ cuando } \Delta^* = \Delta_{max} \text{ y } B^* = R_{ult} \quad (4.1.17)$$

donde:

- $B^*$  = Fuerza cortante en el tornillo crítico.
- $R_{ult}$  = Resistencia última al corte del tornillo.
- $\Delta^*$  = Deformación del tornillo crítico.
- $\Delta_{max}$  = Deformación última obtenida de ensayo en un solo tornillo en cortante.

De la relación de carga deformación conocida para un solo tornillo en cortante, la fuerza cortante en el tornillo  $j$  puede ser expresada como:

$$B_j = R_{ult} [1 - e^{-\mu \Delta_j}]^\lambda \quad (4.1.18)$$

con

$$\Delta_j = \frac{r_j}{r^*} \Delta^* = \frac{r_j}{r^*} \Delta^* = \frac{r_j}{r^*} \Delta_{max} \quad (4.1.19)$$

$\mu$  y  $\lambda$  son coeficientes de la regresión y  $e$  es la base de los logaritmos naturales ( $e = 2.718\dots$ ). Por lo tanto, la carga aplicada a un tornillo particular depende de su localización con respecto al centro instantáneo de rotación,  $I$ . Los trabajos experimentales relacionados con el desarrollo de la ecuación (4.1.18), utilizaron un tornillo A325 con diámetro de  $3/4$  [in] en una conexión tipo aplastamiento con junta en doble cortante, y obtuvieron valores de  $\mu = 10$ ,  $\lambda = 0.55$  y  $\Delta_{max} = 0.34$  [in] en la falla. Estos valores son utilizados para tornillos de todos los tipos y tamaños.

Sean  $P_{ux}$  y  $P_{uy}$  las componentes  $x$  y  $y$  de la carga aplicada  $P_u$ , y  $B_{jx}$  y  $B_{jy}$  las componentes  $x$  y  $y$  de la fuerza cortante en el tornillo  $j$ -ésimo respectivamente. De la Figura 4.6 obtenemos:

$$P_{ux} = P_u \sin \alpha \quad ; \quad P_{uy} = P_u \cos \alpha \quad (4.1.20)$$

$$B_{jx} = B_j \sin \theta_j ; B_{jy} = B_j \cos \theta_j$$

Para que la conexión permanezca en equilibrio bajo la carga, las siguientes tres ecuaciones de la estática deben ser satisfechas:

$$\sum (F)_x = 0 \rightarrow \sum_{j=1}^N B_{jx} = P_{ux} \quad (4.1.21a)$$

$$\sum (F)_y = 0 \rightarrow \sum_{j=1}^N B_{jy} = P_{uy} \quad (4.1.21b)$$

$$\sum (M)_I = 0 \rightarrow \sum_{j=1}^N B_j r_j = P_u (r_0 + e) \quad (4.1.21c)$$

La primera ecuación establece que la suma de las componentes horizontales de las fuerzas del tornillo es igual a la componente horizontal de la carga aplicada. La segunda establece que la suma de las componentes verticales de las fuerzas del tornillo es igual a la componente vertical de la carga aplicada. La tercera relación iguala al momento de las fuerzas del tornillo, con respecto al centro instantáneo de rotación, con el momento producido por la carga aplicada con referencia al mismo punto.

De las ecuaciones anteriores (4.1.20 y 4.1.21) se puede ver que las incógnitas son  $x_0$ ,  $y_0$  y  $P_u$ . Como se mencionó anteriormente, una localización para el centro instantáneo de rotación es supuesta (valores para  $x_0, y_0$ ). La solución del grupo de tres ecuaciones resultara en tres valores de  $P_u$ . Si estos valores no son idénticos una nueva localización del centro instantáneo de rotación debe ser escogida y el procedimiento es repetido. Cuando los valores para  $(x_0, y_0)$  son identificados tal que las tres ecuaciones de equilibrio son satisfechas simultáneamente, el valor de  $P$  que satisface el conjunto es la carga última,  $P_u$ , de la junta. Esta es la carga en la que el tornillo crítico sufre una deformación de  $0.34[in]$ .

En el desarrollo del grupo de tres ecuaciones, se asume que las restricciones en los miembros o en la conexión no fuerzan rotación del soporte alrededor del algún otro punto que no sea el teórico. La mayoría de las conexiones prácticas cumple con estas condiciones.

El término del centro instantáneo de rotación es usado porque, en general, el centro de rotación se encuentra en una posición diferente para cada valor de la carga aplicada. Para excentricidades de carga muy largas la distancia  $r_0$  se hace muy pequeña, mientras que con excentricidades de carga relativamente cortas,  $r_0$  es grande. Para cortante directo el centro se encontraría a una distancia infinita.

Cuando un grupo de tornillos tiene un eje de simetría y cuando la carga es normal al eje de simetría, el centro instantáneo de rotación debe estar en el eje. Por lo tanto, para las juntas mostrada en la Figura 4.6, el centro instantáneo de rotación se encuentra en el eje  $x$  ( $y_0 = 0$ ,  $y$   $x_0 = r_0$ ). Por lo tanto, la primera de las ecuaciones estáticas, es automáticamente satisfecha por la simetría del grupo de tornillos.

#### 4.1.1.2.2 Conexiones atornilladas tipo fricción (Deslizamiento Crítico)

La resistencia nominal al deslizamiento  $R_n$ , de un solo tornillo en una junta a deslizamiento crítico, es el producto del coeficiente de deslizamiento de las superficies de contacto  $\mu$ , el número de superficies en contacto  $N_s$ , y la fuerza de prensado provista por la pretensión del tornillo  $T_b$ . Estos valores son independientes de la localización de cualquier tornillo en la junta. De esta manera, a diferencia de las conexiones de tipo aplastamiento, es razonable asumir que, en el inicio de la junta a deslizamiento, cada sujetador en deslizamiento crítico se asume sujeto a la misma carga,  $R_n$  que actúa normal al radio de rotación [Kulak, 1975], esto es:

$$B_j = R_n \text{ (en deslizamiento crítico)} \quad (4.1.22)$$

Las ecuaciones estáticas, pueden reescribirse de la siguiente manera:

$$R_n \left( \sum_{j=1}^N \sin \theta_j \right) = P_s \sin \alpha \quad (4.1.23a)$$

$$R_n \left( \sum_{j=1}^N \cos \theta_j \right) = P_s \cos \alpha \quad (4.1.22b)$$

$$R_n \left( \sum_{j=1}^N r_j \right) = P_s (r_o + e_o) \quad (4.1.22c)$$

donde:

- $P_s$  = Carga de servicio en la junta.
- $R_n$  = Resistencia nominal ( $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ ) de un tornillo en deslizamiento crítico.

La solución del problema es lograda cuando un valor asumido para  $(x_o, y_o)$  es encontrado que resulte en el mismo valor de  $P_s$  para las tres ecuaciones de manera simultánea.

#### 4.1.1.3 Tablas de Diseño para conexiones excéntricas atornilladas

Las tablas 7-7 hasta 7-14 del manual del AISC, son una ayuda de diseño para las conexiones excéntricas atornilladas.

Se obtiene el coeficiente C para grupos de tornillos cargados excéntricamente para diferentes filas y columnas de tornillos, espaciamento entre éstos, diferentes distancias y ángulos de la carga aplicada. La resistencia de diseño  $\phi R_n$  o la resistencia admisible  $R_n/\Omega$ , será acuerdo a la siguiente expresión:

$$R_n = C \times r_n \quad (4.1.24)$$

Con

$$\phi = 0.75$$

$$\Omega = 2.00$$

Donde

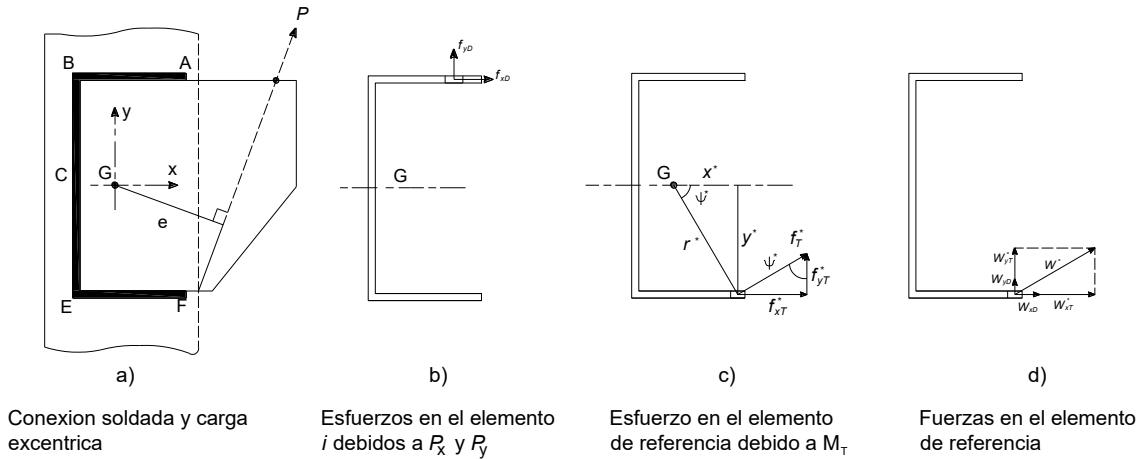
- $r_n$  = Resistencia nominal del tornillo empleado en la conexión.

#### 4.1.2 Conexiones Excéntricas Soldadas

Al igual que con las conexiones atornilladas es posible utilizar el método elástico y el método de la resistencia última para analizar las conexiones soldadas cargadas excéntricamente.

##### 4.1.2.1 Método Elástico

Consideremos una conexión soldada sujeta a carga cortante excéntrica en el plano de la junta, como la que se muestra en la Figura 4.8a. La carga excéntrica  $P$  es equivalente a una carga directa  $P$  a través del centro de gravedad de la soldadura y un momento de torsión ( $M_T = Pe$ ) alrededor del mismo punto. Si ahora descomponemos la carga centroidal  $P$  en sus componentes horizontal y vertical,  $P_x$  y  $P_y$ . Para este método las cargas directas y el momento de torsión se consideran individualmente, y al final se superponen los resultados.



**Figura 4.8 Conexión soldada cargada excéntricamente.**

Para comenzar con el análisis debemos tener en cuenta las siguientes suposiciones:

- a) Los elementos de placa conectados a las soldaduras son infinitamente rígidos y sus deformaciones despreciables, por lo tanto, el único elemento deformable en la junta es la soldadura.
- b) Sólo se toman en cuenta los esfuerzos nominales debidos a cargas externas, por lo tanto, los efectos de los esfuerzos residuales y de las concentraciones de esfuerzos son despreciados.
- c) El comportamiento de la soldadura se considera linealmente elástico.

La fuerza directa (centroidal) se considera uniformemente distribuida sobre el área efectiva de la soldadura. Para el caso general de la carga inclinada mostrada en la Figura 4.8a, las componentes debidas al cortante directo (Figura 4.8b) son:

$$f_{xD} = \frac{P_x}{A_{we}} = \frac{P_x}{Lt_e} ; f_{yD} = \frac{P_y}{A_{we}} = \frac{P_y}{Lt_e} \quad (4.1.25)$$

donde:

- $A_{we}$  = Área efectiva de la soldadura.
- $L$  = Longitud total de la soldadura.
- $t_e$  = Espesor efectivo de la garganta de soldadura.
- $P_x, P_y$  = Componentes de la fuerza aplicada  $P$  en las direcciones  $x$  y  $y$ .

La acción del momento de torsión  $M_T$ , de la placa, se supone que gira alrededor del centro de gravedad de la configuración de la soldadura. La magnitud del esfuerzo cortante en una soldadura debido a  $M_T$ , varía linealmente con su distancia radial al centroide. Podemos decir que, si  $f_{Ti}$  es el esfuerzo cortante localizado en las coordenadas  $(x_i, y_i)$  y  $f_T^*$  es el esfuerzo cortante situado en un punto de referencia de coordenadas  $(x^*, y^*)$ , tenemos:

$$\frac{f_{Ti}}{r_i} = \frac{f_T^*}{r^*} \quad (4.1.26)$$

donde:

- $r_i$  = Distancia radial de los puntos  $(x_i, y_i)$  al centroide,  $G$ .
- $r^*$  = Distancia radial de los puntos  $(x^*, y^*)$  al centroide,  $G$ .

Sabemos que los esfuerzos calculados en la soldadura son cortantes en la garganta, sin importar la dirección en la realidad, también sabemos que estos esfuerzos de cortante actúan de forma

perpendicular a la línea que conecta el centroide con el punto donde se desee calcular el esfuerzo, y están dirigidos de tal manera que producen una torsión alrededor del centroide en el mismo sentido que la torsión externa, por lo tanto, a partir del equilibrio de fuerzas:

$$M_T = \int_A f_{Ti} dA r = \frac{f_T^*}{r^*} \int_A r^2 dA = \frac{f_T^*}{r^*} I_p \quad (4.1.27)$$

donde:

$I_p$  = Momento polar de inercia del área de la soldadura, por lo tanto, el esfuerzo cortante en el elemento de referencia debido al momento de torsión se obtiene de la siguiente manera:

$$f_T^* = \frac{M_T r^*}{I_p} \quad (4.1.28)$$

La superposición de los efectos del cortante directo y los del momento de torsión es más fácil si se descompone el esfuerzo cortante de torsión en la dirección  $x$  y  $y$ . Dichas componentes se obtienen a través de la semejanza de triángulos mostrada en la Figura 4.8c.

$$f_{xT}^* = \frac{M_T (-y^*)}{I_p}; \quad f_{yT}^* = \frac{M_T x^*}{I_p} \quad (4.1.29)$$

Entonces el esfuerzo resultante en el elemento de referencia con coordenadas  $(x^*, y^*)$  está definido por:

$$f^* = \sqrt{(f_{xD} + f_{xT}^*)^2 + (f_{yD} + f_{yT}^*)^2} \quad (4.1.30)$$

Es conveniente recordar que todos los esfuerzos que actúan sobre una soldadura de filete se consideran como de cortante, sin importar su dirección real, y también siempre se supone que la sección crítica pasa por la garganta de la soldadura, aunque en realidad otras secciones puedan estar sujetas a esfuerzos de mayor magnitud.

En la práctica, el tamaño y espesor de la garganta se mantienen constantes para una determinada conexión. Podemos reescribir las características de la soldadura de la siguiente manera:

$$A = \int_A dA = t_e \int_L dL = t_e L \equiv t_e A_l \quad (4.1.31a)$$

$$I_p = \int_A r_i^2 dA = t_e \int_L r_i^2 dL \equiv t_e I_{pl} \quad (4.2.31b)$$

$$\begin{aligned} I_{pl} &= \int_L r_i^2 dL = \int_L (x_i^2 + y_i^2) dL = I_{xl} + I_{yl} \\ &= \sum_i^m \left[ \frac{1}{12} L_i^3 + L_i (\bar{x}_i^2 + \bar{y}_i^2) \right] \end{aligned} \quad (4.2.31c)$$

donde:

- $A_i$  = Área de la soldadura, considerada como una línea, sin espesor, [in].
- $I_{pl}$  = Momento de inercia polar de la soldadura considerada como línea, [in<sup>3</sup>].
- $I_{xl}$  y  $I_{yl}$  = Momentos de inercia de la soldadura considerada como una línea.
- $L_i$  = Es la longitud de  $i$ -ésimo segmento de soldadura .
- $\bar{x}_i$  y  $\bar{y}_i$  = Distancias del centro de gravedad,  $G$ , del grupo de soldadura al centro de gravedad  $G_i$ , del segmento de soldadura  $i$ .

La última de las ecuaciones se puede utilizar para calcular  $I_{pl}$  de una configuración soldada compuesta por un número  $m$  de segmentos rectos  $L_i$ . Cuando el segmento de soldadura  $i$  es paralelo a uno de los ejes, la última ecuación se simplifica aún más como:

$$I_{pli} = \frac{1}{12} b_i^3 + b_i(\bar{x}_i^2 + \bar{y}_i^2) \text{ Para un segmento de soldadura paralelo al eje } x \quad (4.2.31d)$$

$$I_{pli} = \frac{1}{12} d_i^3 + d_i(\bar{x}_i^2 + \bar{y}_i^2) \text{ Para un segmento de soldadura paralelo al eje } y \quad (4.2.31e)$$

donde:

$$\begin{aligned} b_i &= \text{Distancia de la soldadura considerada como una línea reflejada en el eje } x \\ d_i &= \text{Distancia de la soldadura considerada como una línea reflejada en el eje } y \end{aligned}$$

Para simplificar el cálculo de estas constantes geométricas, se asume que cada segmento de soldadura es una línea que coincide con el borde de la placa a lo largo de la cual se coloca la soldadura de filete, en lugar de hacerlo en el centro de su garganta efectiva, esta simplificación es posible debido a que las dimensiones de la garganta son muy pequeñas en comparación con las de la soldadura, y el error resultante es mínimo.

Si  $W$  es la fuerza en el elemento de soldadura de longitud unitaria, entonces:

$$W = f t_e \quad (4.1.32)$$

Auxiliándose de las definiciones en las ecuaciones (4.1.31a) y (4.1.32) y en la Figura 4.8d, pueden reescribirse las ecuaciones (4.1.25), (4.1.29) y (4.1.30) de manera siguiente:

$$W_{xD} = \frac{P_x}{A_l} ; W_{yD} = \frac{P_y}{A_l} \quad (4.1.33)$$

$$W_{xT}^* = \frac{M_T(-y^*)}{I_{pl}} ; W_{yT}^* = \frac{M_T x^*}{I_{pl}} \quad (4.1.34)$$

$$W^* = \sqrt{(W_{xD} + W_{xT}^*)^2 + (W_{yD} + W_{yT}^*)^2} \quad (4.1.35)$$

donde:

$$\begin{aligned} A_l &= \text{Área de la soldadura considerada como una línea, [in]}. \\ I_{pl} &= \text{Momento polar de inercia de la soldadura considerada como una línea, [in}^3\text{]}. \\ P_x \text{ y } P_y &= \text{Componentes } x \text{ y } y \text{ de la carga aplicada, [Kips]}. \\ M_T &= \text{Momento de torsión alrededor del centro de gravedad de la soldadura } P_e, \text{ [Kips - in]}. \\ W_{xD} &= \text{Componente de la fuerza cortante en la dirección } x, \text{ en cualquier elemento de longitud unitaria, debido al momento de torsión } P. \\ W_{yD} &= \text{Componente de la fuerza cortante en la dirección } y, \text{ en cualquier elemento de longitud unitaria, debido a la carga directa } P. \\ W_{xT}^* &= \text{Componente de la fuerza cortante en la dirección } x, \text{ en cualquier elemento de longitud unitaria localizado en } (x^*, y^*), \text{ debido al momento de torsión } M_T. \\ W_{yT}^* &= \text{Componente de la fuerza cortante en la dirección } y, \text{ en cualquier elemento de longitud unitaria localizado en } (x^*, y^*), \text{ debido al momento de torsión } M_T. \\ W^* &= \text{Fuerza resultante en el elemento de longitud unitaria localizado en } (x^*, y^*) \text{ debido a la carga excéntrica } P \text{ sobre la carga soldada.} \end{aligned}$$

Es importante observar que cuando el tamaño de la soldadura es constante, éste no entra en el cálculo de  $W^*$ , el cual solo depende de la magnitud y excentricidad de la carga y de la longitud de la configuración de la soldadura. Este proceso brinda muchas ventajas para problemas de diseño en los que se debe determinar el tamaño requerido de soldadura.


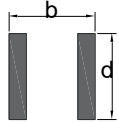
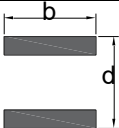
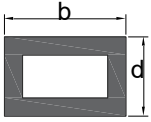
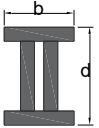
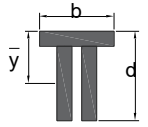
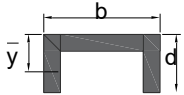
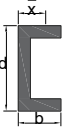
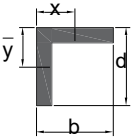


Para que el diseño siempre se encuentre en el rango de la seguridad, la fuerza máxima en cualquier lugar de la soldadura, sometida a carga factorizada,  $P_u$ , no debe exceder a la resistencia nominal de soldadura ( $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ ), es decir:

$$W_u^* \leq R_n \quad (4.1.36)$$

En la Tabla 4.1 se pueden obtener algunas propiedades de configuraciones típicas de soldadura cuando es tratada como una línea.

**Tabla 4.1 Propiedades de soldaduras tratadas como líneas.**

Núm. Sección	Sección	Centro de Gravedad	$A_l/d$	$I_{pl}/d^3$	$S_{xl}/d^2$
1			1	1/12	1/6
2			2	$\frac{3\alpha^2 + 1}{6}$	1/3
3			$2\alpha$	$\frac{\alpha(3 + \alpha^2)}{6}$	$\alpha$
4			$2\alpha + 1$	$\frac{(\alpha + 1)^3}{6}$	$\alpha + 1/3$
5			$2\alpha + 1$	$\frac{\alpha^3 + 3\alpha + 1}{6}$	$\alpha + 1/3$
6		$\frac{\bar{y}}{d} = \frac{1}{\alpha + 2}$	$\alpha + 2$	$\frac{\alpha^3 + 8}{12} - \frac{1}{\alpha + 2}$	$\frac{2\alpha + 1}{3}$
7		$\frac{\bar{y}}{d} = \frac{1}{\alpha + 2}$	$\alpha + 2$	$\frac{\alpha^3 + 6\alpha^2 + 8}{12} - \frac{1}{\alpha + 2}$	$\frac{2\alpha + 1}{3}$
8		$\frac{\bar{x}}{d} = \frac{\alpha^2}{2\alpha + 1}$	$2\alpha + 1$	$\frac{8\alpha^3 + 6\alpha + 1}{12} - \frac{\alpha^4}{2\alpha + 1}$	$\alpha + 1/6$
9		$\frac{\bar{x}}{d} = \frac{\alpha^2}{2\alpha + 1};$ $\frac{\bar{y}}{d} = \frac{1}{2(\alpha + 1)}$	$\alpha + 1$	$\frac{(\alpha + 1)^4 - 6\alpha^2}{12(\alpha + 1)}$	$\frac{4\alpha + 1}{6}$

$d$	=	Peralte.
$b$	=	Ancho.
$\alpha$	=	$b/d$
$\bar{x}$	=	Coordenada $x$ del centro de gravedad.
$y$	=	Coordenada $y$ del centro de gravedad.
$A_l$	=	Área de la soldadura considerada como una línea.
$I_{pl}$	=	Momento polar de inercia de la soldadura considerada como una línea alrededor del centro de gravedad.
$S_{xl}$	=	Módulo de sección de la soldadura considerada como una línea alrededor del eje $x$ .
$W^*$	=	Fuerza resultante en el elemento de longitud unitaria localizado en $(x^*, y^*)$ debido a la carga excéntrica $P$ sobre la carga soldada.

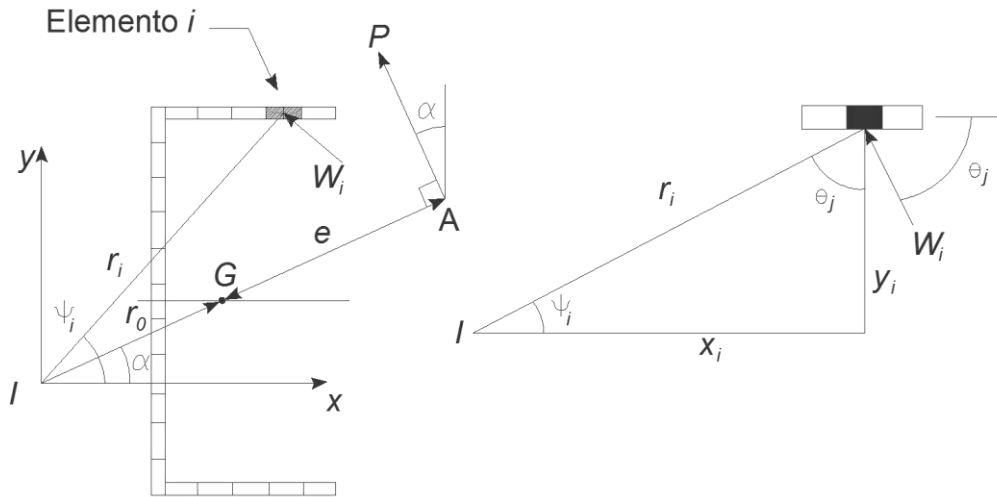
El procedimiento de diseño para una conexión soldada en cortante excéntrico, cuando se emplea el método elástico, se describe a continuación:

1. Para las cargas dadas, se debe seleccionar una geometría de línea de soldadura adecuada.
2. Se debe localizar el centroide  $G$ , de la configuración de la soldadura tratada como una línea.
3. Determinar los componentes en  $x$  y  $y$  de la fuerza  $P$ , la excentricidad de la soldadura  $e$ , y el momento de torsión  $M_T$ .
4. Determinar los componentes en  $x$  y  $y$  de  $W_{xD}, W_{yD}, W_{xT}^*, W_{yT}^*$  de las fuerzas  $W^*$  en una soldadura de longitud unitaria, en los puntos de referencia  $(x^*, y^*)$  bajo la acción de la fuerza directa  $P$ , y del momento de torsión  $M_T$ .
5. Sumar vectorialmente los componentes individuales de fuerza y determinar la fuerza en la soldadura resultante  $W_u^*$ , considerando una soldadura de longitud unitaria en  $(x^*, y^*)$ .
6. Determine el tamaño de soldadura que proporciona un esfuerzo cortante nominal  $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ , mayor que la resistencia requerida  $W_u^*$ .

#### 4.1.2.2 Método de la Resistencia Última

Cuando un grupo de soldadura que conecta dos placas está cargado en cortante por una fuerza externa que se encuentra en el plano de la junta, pero no pasa por el centro de gravedad del grupo de soldadura, la carga es excéntrica. Esta excentricidad produce tanto una rotación alrededor del centroide del grupo de soldadura como una traslación de un elemento conectado respecto al otro elemento. El efecto combinado de esta rotación y traslación es equivalente a una rotación alrededor de un punto en el plano de las superficies de contacto, conocido como centro instantáneo de rotación,  $I$  (Figura 4.9). La posición de  $I$  depende de la geometría del grupo de soldadura y la repuesta carga-deformación de la soldadura, así como la dirección y punto de aplicación de la carga.

En el método de la resistencia última, la soldadura continua es tratada como un conjunto de elementos discretos, generalmente de longitud unitaria. En la falla, la carga aplicada en la junta es resistida por las fuerzas en cada elemento. La fuerza  $W_i$  en el elemento de soldadura  $i$ , actúa perpendicular al vector radio  $r_i$ , que une el centro de gravedad del elemento al centro instantáneo de rotación  $I$ . A diferencia de la relación para los tornillos de carga-deformación, los valores de resistencia y deformación en las soldaduras son una función de  $\theta_i$ , el ángulo que se forma con la fuerza elemental resultante  $W_i$  y el eje longitudinal del elemento de soldadura. El método de resistencia última considera la relación carga-deformación no lineal de cada elemento de soldadura, así como la variación en la resistencia de la soldadura con respecto a la dirección de la fuerza aplicada [Dawe y Kulak, 1974]. Consecuentemente, el método de resistencia última predice de una manera más precisa la capacidad de resistencia de conexiones soldadas excéntricamente cargadas.



**Figura 4.9 Análisis para el método de la resistencia última**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. web chapter 12.1. [www.mhhe.com/Vinnakota](http://www.mhhe.com/Vinnakota)

La resistencia de diseño de un elemento de soldadura de longitud unitaria dentro de un grupo de soldadura que está cargado en el plano y analizado con el uso del centro instantáneo de rotación puede ser escrita de la siguiente manera:

$$W_{ai\delta} = [0.75(0.6F_{EXX})t_e][1.0 + 0.50(\sin \theta_i)^{1.5}] \left[ \frac{\delta_i}{\Delta_{im}} \left( 1.9 - 0.9 \frac{\delta_i}{\Delta_{im}} \right) \right]^{0.3} \quad (4.1.37)$$

Con:

$$\Delta_{im} = 0.209w[\theta_i + 2]^{-0.32} \quad (4.1.38)$$

$$\Delta_{if} = 1.087w[\theta_i + 6]^{-0.65} \leq 0.17w \quad (4.1.39)$$

$$\left( \frac{\Delta_f}{r} \right)_{crit} = \min \left[ \frac{\Delta_{1f}}{r_1}, \frac{\Delta_{if}}{r_i}, \dots, \frac{\Delta_{nf}}{r_n} \right] \quad (4.1.40)$$

$$\delta_i = r_i \left( \frac{\Delta_f}{r} \right)_{crit} \quad (4.1.41)$$

donde:

- $w$  = Tamaño de la soldadura de filete, [in].
- $t_e$  = Grosor efectivo de garganta, [in].
- $F_{EXX}$  = Resistencia mínima especificada del electrodo, [Ksi].
- $\theta_i$  = Ángulo de carga, medido del eje longitudinal del elemento de soldadura a la fuerza resultante en el elemento  $i$ , [°].
- $\delta_i$  = Deformación del elemento de soldadura  $i$ , cuando la fractura es inminente en el elemento crítico de la junta, [in].
- $W_{ai\delta}$  = Resistencia de diseño del elemento  $i$  de soldadura de longitud unitaria, en una deformación dada  $\delta_i$ .
- $r_i$  = Distancia desde el centro instantáneo de rotación  $I$  al elemento de soldadura  $i$ , [in].
- $\Delta_{im}$  = Deformación en la resistencia máxima del elemento de soldadura  $i$ , [in].
- $\Delta_{if}$  = Deformación en el esfuerzo último (fractura) del elemento de soldadura  $i$ , [in].
- $r_{crit}$  = Distancia desde el centro instantáneo  $i$  al elemento crítico de soldadura (el elemento con la relación mínima  $\Delta_{fi}/r_i$ ), [in].

De la misma manera que con los tornillos excéntricamente cargados, la deformación de cada elemento de soldadura se asume que varía linealmente con la distancia desde el centro

instantáneo,  $I$ . El elemento crítico de soldadura, o el elemento en el que la ductilidad del grupo de soldadura está basada, es el que se fractura primero; el primer elemento para el que la deformación,  $\delta_i$ , alcanza la deformación en el esfuerzo último del elemento de soldadura,  $\Delta_{if}$ . Por lo tanto, el segmento crítico es para el cual la relación de su,  $\Delta_{if}$ , y su distancia radial,  $r_i$ , es la menor. Usualmente es el elemento más lejano del centro instantáneo. La deformación de otros elementos de soldadura se supone que varía linealmente con la distancia desde  $I$ .

Si  $N$  es el número de elementos de longitud unitaria en los que la configuración de la soldadura es subdividida y  $r_0$  la distancia del centro de rotación al centro de gravedad. Las tres ecuaciones de equilibrio en el plano para la junta soldada son:

$$\sum (F)_x = 0 \rightarrow P_{ux} = \sum_{i=1}^N (W_{di})_x \quad (4.1.42a)$$

$$\sum (F)_y = 0 \rightarrow P_{uy} = \sum_{i=1}^N (W_{di})_y \quad (4.1.40b)$$

$$\sum (M)_I = 0 \rightarrow P_u(r_0 + e) = \sum_{i=1}^N W_{di}r_i \quad (4.1.40c)$$

donde:

- $(W_{di})_x$  = Representa la componente horizontal de la fuerza en el elemento de soldadura,  $i$ .
- $(W_{di})_y$  = Representa la componente vertical de la fuerza en el elemento de soldadura,  $i$ .

Estas tres relaciones nos dan tres valores de  $P_u$  para un valor supuesto de  $r_0$ . Si son iguales, la posición supuesta del centro de rotación y el valor calculado para la carga  $P_u$  son correctas. De lo contrario, se supone una nueva posición para  $I$  y se repite el proceso.

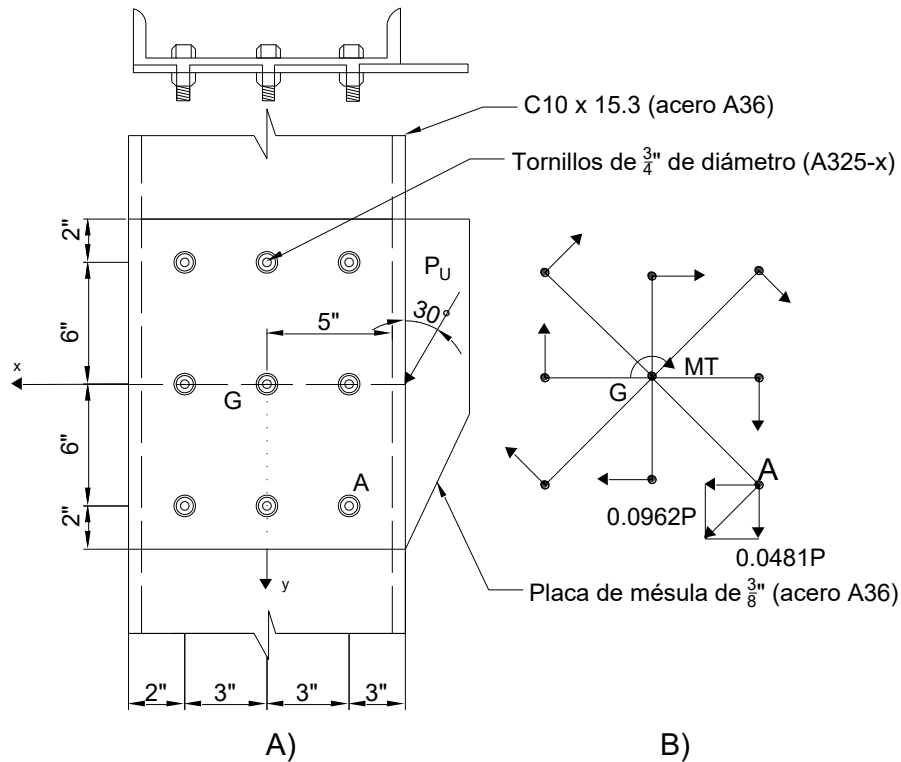
Si la carga excéntrica  $P_u$  es vertical y si la soldadura es simétrica con respecto al eje horizontal a través de su centro de gravedad, el centro instantáneo caerá en algún punto sobre el eje horizontal ( $y_0 = 0$ ,  $x_0 = r_0$ ). La primera del grupo de tres ecuaciones es automáticamente satisfecha por la simetría del grupo de soldadura.

Debemos aclarar que este método es considerablemente más difícil de aplicar en la soldadura a comparación de los tornillos. Existen tablas en el manual LRFD que hacen viable la resolución de esta clase problemas.

## 4.2 Ejemplos

### Ejemplo 4.3.1

Determine la carga factorizada,  $P_u$ , que la conexión de ménsula con nueve tornillos cargada excéntricamente, puede transmitir al alma de un canal C10X15.3. La placa de la ménsula de  $\frac{3}{8}$  [in] y el canal son de acero A36. Los tornillos A325-X de  $\frac{3}{4}$  [in] de diámetro se encuentran en agujeros estándar con la cuerdas extruidas del plano de corte. Use el método elástico.



**Figura 4.10 Ejemplo 4.3.1**

Solución:

Al tratarse de una carga factorizada se resolverá únicamente por el LRFD

Resistencia a cortante simple de un solo tornillo

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_{nv} A_b \\ \phi R_n &= 0.75 \times 60 \times 0.44 \\ \phi R_n &= 19.8 \text{ [Ksi]}\end{aligned}$$

Resistencia al aplastamiento de un solo tornillo

Revisamos la distancia que existen entre el centro del agujero y el borde del perfil, en este caso el canal y lo comparamos con los valores mínimos de la Tabla 2.4 (J3.4 de las Especificaciones AISC). Esta dimensión se obtiene de la Figura 4.10.

$$2 > 1 \dots O.K.$$

Distancia entre el borde del agujero y el borde del material conectado, en este caso la distancia es de 2 [in] al centro del agujero, por lo tanto debemos obtener la distancia entre bordes.

$$\begin{aligned}L_{ce} &= \text{Distancia del centro al borde} - \left( \frac{d + \frac{1}{16}}{2} \right) \\ L_{ce} &= 2 - \left( \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{16}}{2} \right) = 1.59 \text{ [in]}\end{aligned}$$

De acuerdo a las ecuaciones revisadas anteriormente, para evitar el desgarre en una conexión que considera la deformación en el diseño, la distancia libre deber ser:

$$L_{ce} \geq 2d$$

$$2d = 2 \times \frac{3}{4} = 1.5 \text{ [in]}$$

1.59 > 1.5  $\therefore$  Rige el estado límite de deformación

Ahora revisamos la distancia entre los centros de los agujeros, que, de acuerdo con lo revisado anteriormente, si se desea evitar el desgarre:

$$s \geq 3d + \frac{1}{16} \text{ (in)}$$

$$3 > 3\left(\frac{3}{4}\right) + \frac{1}{16}$$

3 > 2.31  $\therefore$  Rige el estado límite de desgarramiento

Como fue posible evitar que gobernara el desgarre, la ecuación para obtener la resistencia de la conexión es la siguiente:

$$R_n = 2.4dtF_u$$

Como el espesor del alama es de 0.240 [in], menor que el espesor de la ménsula de 0.375 [in], la resistencia al aplastamiento del tornillo es rigida por el alma del canal.

$$\phi R_n = \phi 2.4dtF_u$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 2.4 \times \frac{3}{4} \times 0.240 \times 58$$

$$\phi R_n = 18.79 \text{ [kips]}$$

Método elástico

El centroide G del grupo de tornillos se encuentra por simetría.

Descomponemos  $P$  en la dirección  $x$  y  $y$

$$P_x = P \cos 30^\circ = 0.866P \quad P_y = P \sin 30^\circ = 0.5P$$

$$M_T = -P_y e_x = -0.866P(5) = -4.33P$$

$$B_{xD} = \frac{P_x}{N} = \frac{0.5P}{9} = 0.0556P$$

$$B_{yD} = \frac{P_y}{N} = \frac{0.866P}{9} = 0.0962P$$

Por inspección sabemos que el tornillo "A" es el crítico, por lo tanto:

$$x^* = -3 \text{ in} \quad y^* = 6 \text{ in}$$

$$B_{xT}^* = \frac{M_T(-y^*)}{\sum r_i^2} = \frac{M_T(-y^*)}{\sum x_i^2 + y_i^2} = \frac{-4.33P(-6)}{6(3)^2 + 6(6)^2} = \frac{25.98P}{270} = 0.0962P ;$$

$$B_{yT}^* = \frac{M_T(x^*)}{\sum r_i^2} = \frac{M_T(x^*)}{\sum x_i^2 + y_i^2} = \frac{-4.33P(-3)}{6(3)^2 + 6(6)^2} = \frac{12.99P}{270} = 0.0481P$$

$$B_x^* = B_{xD} + B_{xT}^* = 0.0556P + 0.0962P = 0.152P$$

$$B_y^* = B_{yD} + B_{yT}^* = 0.0962P + 0.0481P = 0.144P$$

Fuerza resultante en el tornillo:

$$B^* = \sqrt{(B_x^*)^2 + (B_y^*)^2} = \sqrt{0.152P^2 + 0.144P^2} = 0.209P$$

∴ La carga factorizada  $P_u$  que puede ser transmitida es:

$$P_u = \frac{18.79}{0.209} = 89.90 \text{ [kips]} \text{ (40 777.95 kgf)}$$

### Ejemplo 4.3.2

Determine la carga factorizada  $P_u$  que puede ser transmitida por la placa de  $1/2$  [in] de espesor fabricada en acero A36. Los tornillos son de  $3/4$  [in] de diámetro A325-X. Utilice el método de la resistencia última.

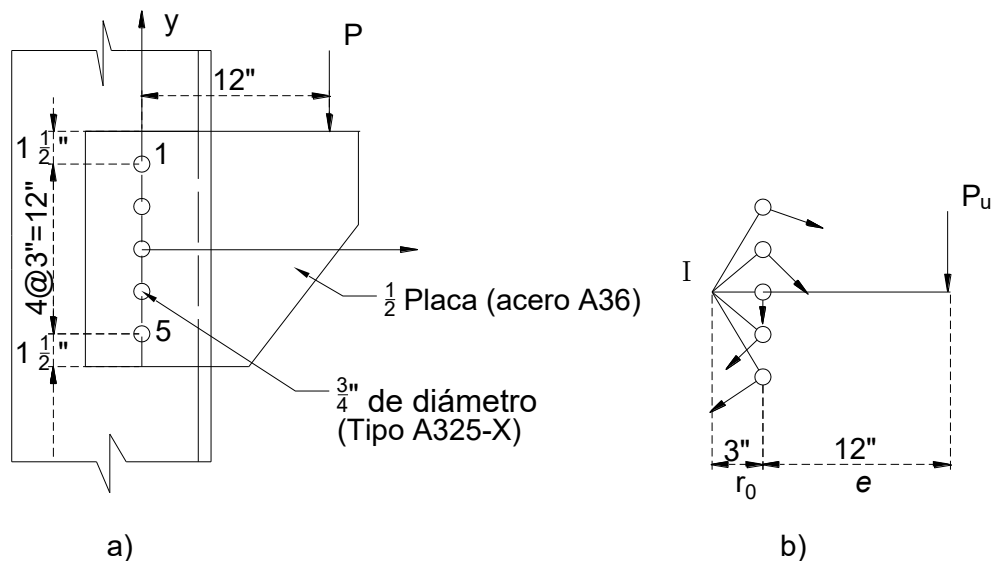


Figura 4.11 Ejemplo 2

Resistencia a cortante simple de un solo tornillo

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 60 \times 0.44$$

$$\phi R_n = 19.8 \text{ [kips]}$$

Resistencia al aplastamiento de un solo tornillo

Revisamos la distancia que existen entre el centro del agujero y el borde del perfil, en este caso el canal y lo comparamos con los valores mínimos de la Tabla 2.4 (J3.4 Especificaciones AISC). Esta dimensión se obtiene de la Figura 4.11.

$$1\frac{1}{2} > 1 \dots O.K.$$

Ahora revisamos la distancia entre los centros de los agujeros, que, de acuerdo con lo revisado anteriormente, si se desea evitar el desgarre:

$$s \geq 3d + \frac{1}{16}in$$

$$3 > 3\left(\frac{3}{4}\right) + \frac{1}{16}$$

$3 > 2.31 \therefore$  Rige el estado límite de desgarramiento

Como fue posible evitar que gobernara el desgarre, la ecuación para obtener la resistencia de la conexión es la siguiente:

$$R_n = 2.4dtF_u$$

$$\phi R_n = \phi 2.4dtF_u$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 2.4 \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{2} \times 58$$

$$\phi R_n = 39.15 [kip]$$

Método de la resistencia última:

Para la primer iteración  $r_0 = x_0 = 3$  ( $y_0 = 0$ )

Debemos obtener los siguientes valores para cada uno de los tornillos:  $x_j, y_j, r_j, \Delta_j, B_j, B_{jy}$  y ( $r_j \times B_j$ ), los valores para el tornillo uno serán calculados, los otros tornillos se obtienen de la misma manera y serán presentados en un tabla.

$$x_j = x_1 = 3, \quad y_j = y_1 = 6 \quad \therefore r_j = r_1 = \sqrt{3^2 + 6^2} = 6.708 [in]$$

$$\Delta_j = \frac{r_j}{r^*} \Delta^*$$

Sabemos que los términos con [\*] hacen referencia al tornillo crítico, o el más alejado, para este caso ese tornillo puede ser el 1 o el 5.

Como estamos analizando el tornillo 1,  $r_1 = r^*$  y como  $\Delta^* = \Delta_{max} = 0.340 [in]$ , entonces:

$$\Delta_j = 0.340 [in]$$

$$B_j = B_{uv} [1 - e^{-\mu \Delta_j}]^\lambda = B_j = 19.8 [1 - e^{-10(0.340)}]^{0.55} = 19.4337$$

$$B_{jy} = B_j \cos \theta_j$$

$$\theta_j = \tan^{-1} \frac{6 in}{3 in} = 63.43^\circ$$

$$B_{jy} = 19.433 \cos 63.43^\circ = 8.691$$

$$r_j \times B_{jy} = 6.708 \times 8.691 = 130.36$$



Resultados para todos los tornillos:

Tornillo	$x_j$	$y_j$	$r_j$	$\Delta_j$	$B_j$	$\theta_j$	$B_{jy}$	$r_j \times B_j$	
1	3	6	6.7082	0.34	19.4337	63.4349	8.6910	130.3658	
2	3	3	4.2426	0.2150	18.4966	45	13.0791	78.4748	
3	3	0	3	0.1520	17.2880	0	17.2880	51.8642	
4	3	-3	4.2426	0.2150	18.4966	-45	13.0791	78.4748	
5	3	-6	6.7082	0.34	19.4337	-63.4349	8.6910	130.3658	
							$\Sigma$	60.8284	469.5455

$$\sum_{j=1}^5 B_{jy} = P_u = P_u = 60.8284 \text{ [kips]}$$

$$\sum_{j=1}^5 r_j \times B_j = P_u(r_0 + e) \rightarrow P_u = \frac{\sum_{j=1}^5 r_j \times B_j}{(r_0 + e)} = \frac{469.5455}{3 + 12} = 31.30 \text{ [kips]}$$

Como  $31.30 \neq 60.8281$  se realizará otra iteración con un valor diferente de  $r_0$

Para la primer iteración  $r_0 = x_0 = 0.9$  (porque  $y_0 = 0$ )

Tornillo	$x_j$	$y_j$	$r_j$	$\Delta_j$	$B_j$	$\theta_j$	$B_{jy}$	$r_j \times B_j$	
1	0.9	6	6.0671	0.34	19.4337	81.4692	2.8828	117.9072	
2	0.9	3	3.1320	0.1755	17.8373	73.3007	5.1255	55.8682	
3	0.9	0	0.9	0.0504	11.8976	0	11.8976	10.7079	
4	0.9	-3	3.1320	0.1755	17.8373	-73.3007	5.1255	55.8682	
5	0.9	-6	6.0671	0.34	19.4337	-81.4692	2.8828	117.9072	
							$\Sigma$	27.9143	358.2589

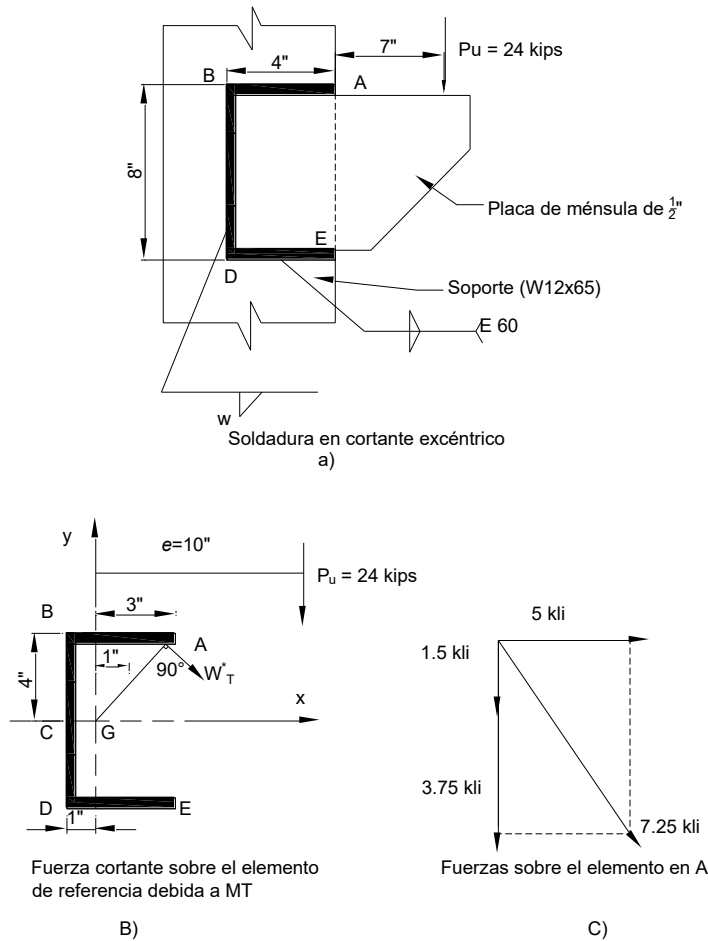
$$\sum_{j=1}^5 B_{jy} = P_u = P_u = 27.9143 \text{ [kips]}$$

$$\sum_{j=1}^5 r_j \times B_j = P_u(r_0 + e) \rightarrow P_u = \frac{\sum_{j=1}^5 r_j \times B_j}{(r_0 + e)} = \frac{358.2589}{0.9 + 12} = 27.7720 \text{ [kips]}$$

Como  $27.9143 \approx 27.7720$  se toma  $P_u = 28 \text{ [kips]}$

### Ejemplo 4.3.3

Determine el tamaño de la soldadura de filete para transferir una carga excéntrica vertical de 24 [kips], aplicada a la junta soldada de perfil C mostrada en la Figura 4.12. Suponga soldaduras de filete SMAW con electrodos E60. Utilice el método elástico.



**Figura 4.12 Ejemplo 4.3.3**

Solución:

De acuerdo a la Tabla 4.1, las propiedades de la soldadura tratada como una línea son:

$$b = 4 \text{ in}; \quad d = 8 \text{ in}; \quad A_l = 2(4) + 8 = 16 \text{ in}$$

$$\alpha = \frac{b}{d} = \frac{4}{8} = 0.5$$

Para obtener el centro de gravedad coordenada  $\bar{x}$ , en el eje  $x$  (debido a la simetría no es necesario calcular la coordenada  $\bar{y}$ ).

Igualmente de la tabla obtenemos:

$$\frac{\bar{x}}{d} = \frac{\alpha^2}{2\alpha + 1} \rightarrow \bar{x} = \frac{\alpha^2}{2\alpha + 1} d = \frac{0.5^2}{2(0.5) + 1} 8 = 1.0 \text{ in}$$

$$I_{pl} = \left[ \frac{8\alpha^3 + 6\alpha + 1}{12} - \frac{\alpha^4}{2\alpha + 1} \right] d^3 = \left[ \frac{8(0.5)^3 + 6(0.5) + 1}{12} - \frac{(0.5)^4}{2(0.5) + 1} \right] 8^3 = 192 \text{ in}^3$$

$$e = 7 + 4 - 1 = 10 \text{ in} = e_x$$

Sabemos que la carga factorizada  $P_u$  actúa verticalmente hacia abajo, por lo tanto las componentes quedan de la siguiente manera:

$$P_x = 0 \text{ [kips]}; P_y = 24 \text{ [kips]}$$

Obtenemos las componentes de cortante en cualquier elemento de soldadura de longitud unitaria debido a cortante directo:

$$W_{xD} = 0; W_{yD} = \frac{P_y}{A_l} = \frac{-24 \text{ kips}}{16 \text{ in}} = -1.5 \text{ [kips - in]}$$

A través de la inspección, se nota que la fuerza máxima de la soldadura ocurrirá en un elemento de soldadura unitaria en A y E.

$$M_T = P_u e = -24 (10) = -240 \text{ [kips - in]} \text{ (sentido horario)}$$

Para A  $x^* = 3 \text{ in}; y^* = 4 \text{ in}$

$$W_{xT}^* = \frac{M_T(-y^*)}{I_{pl}} = \frac{(-240)(-4)}{192} = 5.0$$

$$W_{yT}^* = \frac{M_T x^*}{I_{pl}} = \frac{(-240)(3)}{192} = -3.75$$

A continuación combinamos las componentes en las direcciones correspondientes de la fuerza cortante directa y la fuerza cortante debida al momento  $M_T$ .

$$w_x^* = W_{xD} + W_{xT}^* = 0.00 + 5 = 5$$

$$w_y^* = W_{yD} + W_{yT}^* = -1.5 - 3.75 = -5.25$$

Por lo tanto:

$$W^* = \sqrt{5^2 + (-5.25)^2} = 7.25 \text{ [kip - in]} \text{ de soldadura}$$

Resistencia a cortante de una soldadura unitaria:

Suponemos una soldadura de tamaños iguales  $w = 7/16 \text{ in}$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \text{ metal soldado}$$

$$t_e = w \sin 45 = \frac{7}{16} (0.707) = 0.3094 \text{ in}$$

$$A_{we} = L_w t_e = 1 \times 0.3094 = 0.3094 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.60 F_{EXX} A_{we}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.60 (60) (0.3094) = 8.3527 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > W^* = 8.3527 > 7.25 \text{ [kips - in]} \text{ de soldadura}$$

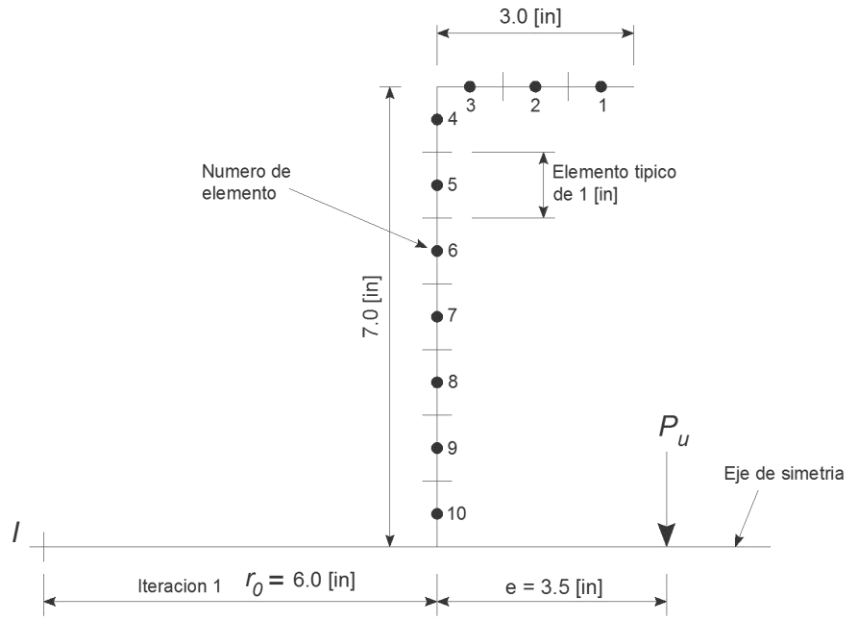
∴ El tamaño de la soldadura de filete SMAW deberá ser de  $7/16 \text{ [in]}$ .

**Ejemplo 4.3.4**

Determine la carga factorizada,  $P_u$ , de la soldadura de filete con forma de C mostrada en la Figura 4.13. Las distancias horizontales son de 3[in] y la vertical es de 14[in]. La carga excéntrica es aplicada a 3.5[in] de la soldadura vertical. El tamaño de la soldadura es de  $\frac{1}{4}$  [in] y se utilizan electrodos E70 con el proceso SMAW. Asuma que la resistencia del metal base no gobierna.

Solución:

Primero se divide la configuración de soldadura en segmentos de 1[in] de longitud. La fuerza resistente se asumirá que actúa en el centroide del segmento. El centro instantáneo de rotación se asumirá como el origen. En la Figura 4.13 se ve la mitad de la configuración para simplificar el cálculo, las fuerzas en la parte inferior tendrán a misma magnitud, pero no la misma dirección cuando se descompongan en las dos direcciones.



**Figura 4.13 Segmentos de soldadura y posición de la primera iteración de I.**

Ahora se selecciona una posición inicial para  $I$ , como se mencionó anteriormente al existir simetría en uno de los ejes el centro instantáneo de rotación se encontrar sobre el eje  $x$ , por lo tanto, para la primera iteración  $I$  se encontrará en  $r_o = 6$ .

Obtenemos los ángulos  $\theta_j$ , a través de la siguiente tabla, es importante notar que el ángulo  $\theta_j$  es el ángulo que se forma entre el eje longitudinal de la soldadura y la fuerza  $W_i$ , por lo tanto, su obtención para los elementos verticales y los horizontales es diferente.

Dirección	Número de elemento	Longitud [in]	$x$ [in]	$y$ [in]	$r_i$ [in]	$\theta_j$	
						Radianes	Grados
Horizontales	1	1	8.5	7	11.0113	0.8818	50.5275
	2	1	7.5	7	10.2591	0.8198	46.9749
	3	1	6.5	7	9.5524	0.7483	42.8789
verticales	4	1	6	6.5	8.8459	0.8253	47.2906
	5	1	6	5.5	8.1394	0.7419	42.5104
	6	1	6	4.5	7.5	0.6435	36.8698
	7	1	6	3.5	6.9462	0.5280	30.2564
	8	1	6	2.5	6.5	0.3947	22.6198

	9	1	6	1.5	6.1846	0.2449	14.0362
	10	1	6	0.5	6.0207	0.0831	4.7636

Continuamos con la obtención de la deformación en la resistencia máxima del elemento de soldadura,  $\Delta_{im}$ , y la deformación en el esfuerzo último en el mismo elemento,  $\Delta_{if}$ .

En la misma tabla se obtiene la relación  $\Delta_{if}/r_i$  y, la deformación del elemento cuando la fractura es inminente en el elemento crítico de la junta (generalmente el más alejado de  $I$ ),  $\delta_i$  y también la relación  $\delta_i/\Delta_{im}$ .

Por último obtenemos la resistencia de diseño del elemento de soldadura,  $W_{di\delta}$ .

$\Delta_{im}$	$\Delta_{if}$	$\Delta_{if}/r_i$	$\delta_i$	$\delta_i/\Delta_{im}$	$W_{di\delta}$
0.0147083	0.0197	0.0017	0.0197	1.3416	7.2929
0.01504162	0.0205	0.0020	0.0183	1.2222	7.2585
0.01546795	0.0216	0.0022	0.0171	1.1067	7.1310
0.01501073	0.0205	0.0023	0.0158	1.0560	7.3271
0.01550881	0.0217	0.0026	0.0145	0.9405	7.0943
0.01619608	0.0236	0.0031	0.0134	0.8298	6.7714
0.0171921	0.0263	0.0037	0.0124	0.7240	6.3673
0.01874454	0.0307	0.0047	0.0116	0.6214	5.8995
0.02150074	0.0387	0.0062	0.0110	0.5154	5.3911
0.02834187	0.0579	0.0096	0.0107	0.3807	4.8164

Posteriormente se revisa que se cumpla con las condiciones de equilibrio, obteniendo las componentes en  $x$  y  $y$  de  $W_{di\delta}$ , lo anterior se realiza a través de la siguiente tabla:

No.de elemento	$W_{di\delta}$	$r_i$	$x$	$y$	$(W_{di})_x$	$(W_{di})_y$	$W_{di\delta} * r_i$
1	7.2929	11.0113	8.5	7	4.6362	5.6296	80.3058
2	7.2585	10.2591	7.5	7	4.9526	5.3063	74.4663
3	7.1310	9.5524	6.5	7	5.2256	4.8523	68.1195
4	7.3271	8.8459	6	6.5	5.3840	4.9698	64.8155
5	7.0943	8.1394	6	5.5	4.7938	5.2296	57.7440
6	6.7714	7.5	6	4.5	4.0628	5.4171	50.7856
7	6.3673	6.9462	6	3.5	3.2083	5.4999	44.2287
8	5.8995	6.5	6	2.5	2.2690	5.4457	38.3473
9	5.3911	6.1846	6	1.5	1.3075	5.2301	33.3423
10	4.8164	6.0207	6	0.5	0.3999	4.7998	28.9989
Sumas					36.2400	52.3808	541.1543

Como la carga excéntrica  $P_u$  es vertical y si la soldadura es simétrica con respecto al eje horizontal a través de su centro de gravedad, el centro instantáneo caerá en algún punto sobre el eje horizontal y la primera del grupo de tres ecuaciones es automáticamente satisfecha por la simetría del grupo de soldadura.

$$\sum (F)_y = 0 \rightarrow P_{uy} = \sum_{i=1}^N (W_{di})_y = 52.3808 \rightarrow P_{uy} = 2(52.38) = 104.76[kips]$$

$$\sum (M)_I = 0 \rightarrow P_u(r_0 + e) = \sum_{i=1}^N W_{di}r_i = 541.1 \rightarrow P_u = \frac{2(541.1543)}{6 + 3.5} = 113.92[kips]$$

Como  $P_{uy} \neq P_u$  se intenta con otra posición del centro instantáneo de rotación, la respuesta correcta se encuentra cuando  $r_0 = 8.3$  y los resultados se presentan en la siguiente tabla (únicamente se presentan los últimos valores).

No. de elemento	$W_{di}$	$r_i$	$x$	$y$	$(W_{di})_x$	$(W_{di})_y$	$W_{di} * r_i$
1	7.5902	12.8701	10.8	7	4.1283	6.3693	97.6867
2	7.5763	12.0433	9.8	7	4.4036	6.1651	91.2427
3	7.4975	11.2446	8.8	7	4.6674	5.8675	84.3058
4	6.8956	10.5423	8.3	6.5	4.2516	5.4289	72.6951
5	6.6410	9.9569	8.3	5.5	3.6684	5.5359	66.1240
6	6.3429	9.4414	8.3	4.5	3.0232	5.5761	59.8857
7	6.0101	9.0078	8.3	3.5	2.3353	5.5379	54.1380
8	5.6530	8.6683	8.3	2.5	1.6304	5.4128	49.0023
9	5.2748	8.4345	8.3	1.5	0.9381	5.1907	44.4901
10	4.8244	8.3150	8.3	0.5	0.2901	4.8157	40.1154
Sumas					29.3361	55.8999	659.6857

$$\sum (F)_y = 0 \rightarrow P_{uy} = \sum_{i=1}^N (W_{di})_y = 55.89 \rightarrow P_{uy} = 2(55.89) = 111.79[kips]$$

$$\sum (M)_I = 0 \rightarrow P_u(r_0 + e) = \sum_{i=1}^N W_{di}r_i = 659.68 \rightarrow P_u = \frac{2(659.68)}{8.3 + 3.5} = 111.81[kips]$$

Como  $P_{uy} \approx P_u$ , la carga factorizada es  $P_u = 111.79[kips]$

### **4.3 Referencias**

American Institute of Steel Construction, INC. (2005). *Steel Construction Manual*. Chicago, Illinois, E.U.A: AISC.

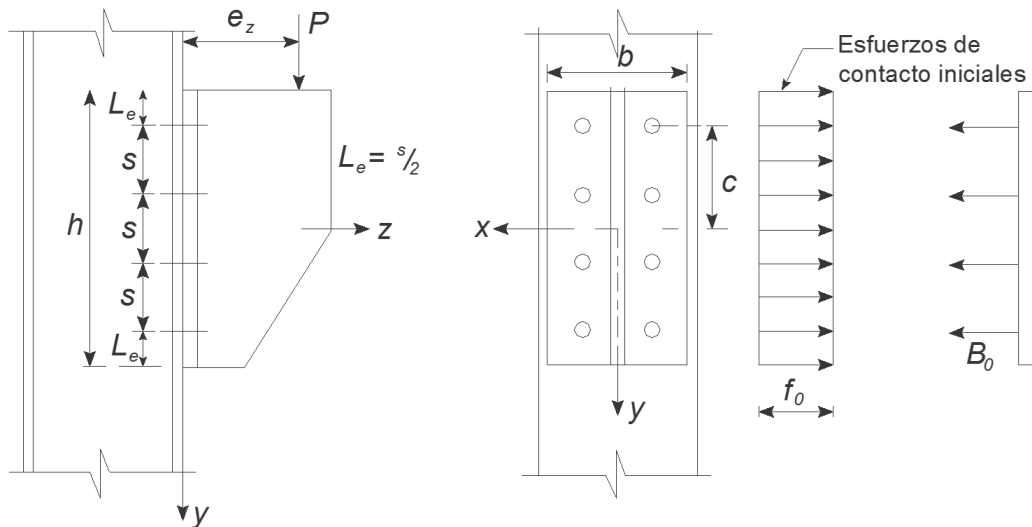
Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V.

Williams, A. (2011). *Steel Structures Design ASD/LRFD*. Washington: Mc Graw-Hill Comanies, Inc.

## 5 Conexiones Sujetas a Cortante y Flexión

### 5.1 Conexiones atornilladas sujetas a cortante y flexión

Consideremos una conexión tipo ménsula realizada con un perfil T, cuyo patín se encuentra conectado al patín de una columna por dos líneas de tornillos (Figura 5.1). Si aplicamos una carga vertical,  $P$ , a una distancia  $e_z$  a partir de la superficie de contacto entre los patines, la conexión se encontrará sujeta a un cortante directo  $P_y$  (componente vertical de  $P$ ), que actúa en el plano de la junta y a un momento flexionante  $M_{yz} = Pe_z$ , que resulta de la carga excéntrica fuera del plano de la conexión, sabemos que la totalidad de los tornillos se encuentran sujetos a cortante debido a la carga directa  $P_y$ , además, los tornillos de la parte superior se encuentran sometidos a tensión, mientras que los tornillos en la parte inferior están sujetos a una carga de compresión, ambos efectos son el resultado del momento flexionante que trata de separar las superficies.



**Figura 5.1** Conexión tipo ménsula, y distribución de los esfuerzos de contacto (extrema derecha).

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.715.

Al estar presentes las fuerzas de cortante y tensión en los tornillos, la resistencia de diseño de éstos están regidas por las fórmulas de interacción o combinación de estas fuerzas descritas en el Capítulo 2 Tornillos.

Como ya se había dicho en el párrafo anterior, la aplicación de este momento a esta clase de conexiones atornilladas, hace que se presente un movimiento de rotación del patín de la ménsula, provocando que la parte superior se aleje del plano de las superficies en contacto, experimentando tensión, mientras que la parte inferior de la placa se presiona contra la columna, provocando compresión. Este movimiento de rotación produce una deformación de los elementos de la conexión (patín de la columna y placa de la ménsula) y se presenta una vez que los tornillos superan su esfuerzo de pretensión y comienzan a deformarse (elongación).

El análisis a partir de una analogía elástica, para este tipo de conexiones, supone que los esfuerzos tienen una distribución lineal a lo largo del peralte de la junta, con el eje neutro elástico (ENE) desplazado hacia el extremo de compresión (en este caso la parte inferior).

El estado de límite elástico corresponde a la carga de tensión en la cual el tornillo extremo alcanza su resistencia a tensión nominal, esto en la parte superior, o también puede corresponder a la carga en la cual el tornillo extremo alcanza su resistencia nominal al aplastamiento.



En el estado límite plástico, se asignan valores de fluencia a todos los elementos de la conexión. El eje neutro plástico (ENP) en donde los esfuerzos de tensión y compresión se equilibran, se sitúa aún más en la parte inferior de la conexión que el eje neutro elástico (ENE).

Como ya se ha visto en casos anteriores, para la carga cortante directa  $P_y (= P)$  se debe suponer que es distribuida uniformemente en todos los tornillos del grupo que componen la conexión. Por lo tanto:

$$B_v = \frac{P}{N} \quad (5.1.1)$$

donde:

- $B_v$  = Fuerza cortante en cualquier tornillo.
- $N$  = Número de tornillos.
- $P$  = Componente vertical de la carga.

Sea  $B_0$  la pretensión, si existe, en cada uno de los  $N$  tornillos de la conexión. Esta pretensión presara o precomprimirá las placas del patín, lo que resulta en un esfuerzo de contacto o cortante equilibrados,  $f_0$  (Figura 5.1), de lo anterior podemos suponer que el esfuerzo de contacto inicial es uniforme en el área de contacto  $bh$ , por lo tanto:

$$f_0 = \frac{NB_0}{bh} = \frac{n_r n B_0}{bh} \quad (5.1.2)$$

donde:

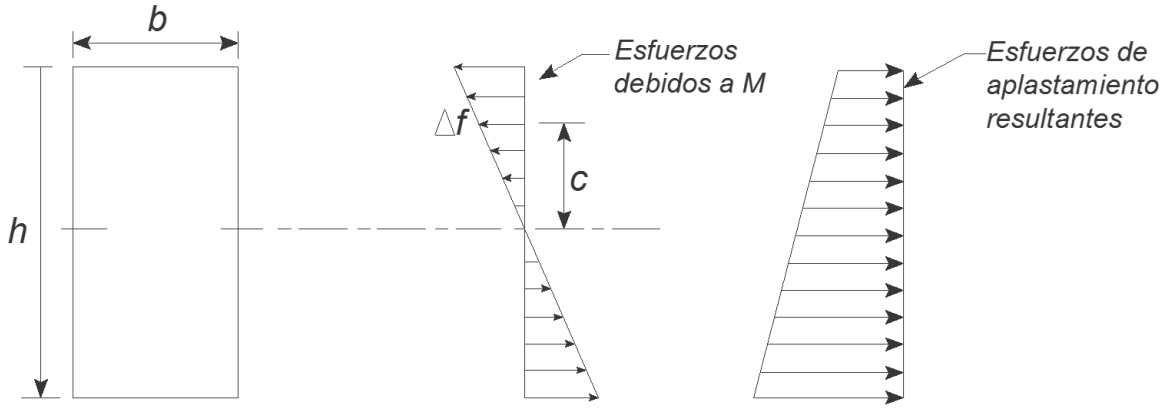
- $f_0$  = Fuerza cortante en cualquier tornillo.
- $n_r$  = Número de tornillos en cada fila horizontal.
- $n$  = Número de tornillos en cada línea vertical.
- $b$  = Ancho de la placa (patín de la ménsula).
- $h$  = Altura de la placa de la ménsula.

Sea  $s$  el paso de los tornillos, podemos decir que el área tributaria de contacto de cada tornillo está dada por  $bs/n_r$ , de esta manera, la fuerza de compresión resultante que actúa sobre el área tributaria de cada tornillo es:

$$C_0 = \frac{bs}{n_r} f_0 = B_0 \quad (5.1.3)$$

### 5.1.1 Estado límite de separación de la placa

Al aplicar un momento flexionante a la configuración de la junta sabemos que la distribución de las cargas de los tornillos se encontrará como una función de la rigidez de las placas (patines), la pretensión del tornillo y de la magnitud del momento aplicado. Para despreciar las deformaciones acusadas por la flexión transversal de las placas y con ellas a las fuerzas de apalancamiento en los tornillos (prying), debemos asumir que las placas son rígidas, también supondremos que las superficies permanecen planas, a través de las suposiciones anteriores, para el caso de momentos  $M$  de magnitudes bajas, la placa del patín de la ménsula rota alrededor del centro de gravedad de área de contacto,  $bh$  (Figura 5.1). Este giro tiene la capacidad de cambiar los esfuerzos de contacto y por consecuencia los esfuerzos en los tornillos. La compresión en la parte superior disminuye, mientras que en la parte inferior se intensifica (Figura 5.2). Este cambio,  $\Delta f$ , en el esfuerzo de aplastamiento del tornillo extremo localizado a una distancia  $c$  del eje  $x$ , puede obtenerse por medio de la fórmula para flexión pura en las vigas:



**Figura 5.2 Comportamiento en  $M < M_{ps}$ .**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.715

$$\Delta f = M \frac{c}{I} \text{ como } c = \frac{(h - s)}{2} \tag{5.1.4}$$

$$\Delta f = M \left( \frac{\frac{(h - s)}{2}}{\frac{bh^3}{12}} \right) = \frac{6M}{bh^3} (h - s)$$

$C$  es igual a  $h-s$  entre dos porque es la distancia  $h$  dividida entre dos menos la distancia  $s$  (paso) dividido entre dos para tomar en cuenta que es a la mitad de  $s$  o sea desde el centro de  $s$ .

La disminución  $\Delta C$  en la fuerza de compresión  $C_0$ , en el área tributaria del tornillo extremo es:

$$\Delta C = \Delta f \frac{bs}{n_r} = \frac{6M}{n_r h^3} (h - s)s \tag{5.1.5}$$

Cuando no hay separación en las placas, o cuando la fuerza inducida en el tornillo  $\Delta C$  es menor que la fuerza de compresión inicial  $C_0$ , el incremento  $\Delta B$  en la tensión  $B_0$  del tornillo será mucho menor que  $\Delta C$ . Sea el momento aplicado  $M_{ps}$ , se tiene:

$$\frac{6M_{ps}}{n_r h^3} (h - s)s = \Delta C = C_0 = B_0$$

ó:

$$M_{ps} = \frac{n_r h^3}{6(h - s)s} B_0 \tag{5.1.6}$$

donde:

- $B_0$  = Pretensión del tornillo, si existe, para juntas apretadas al contacto o ajuste apretado (snug-tight) o  $T_b$  para tornillos pretensados a deslizamiento crítico, dadas en la Tabla 2.6 (Tabla J3.1 de las Especificaciones del AISC).
- $M_{ps}$  = Momento flexionante en la ménsula al inicio de la separación de la placa.

Por lo tanto la carga de diseño en la ménsula  $P_{dps}$  que corresponde al estado límite de separación de las placas en la parte superior de la junta, se determina mediante la ecuación:

$$P_{dps} = \phi \frac{n_r h^3}{6(h - s)s} \frac{T_b}{e_z} \tag{5.1.7}$$

Cuando la instalación de los tornillos es en deslizamiento crítico, la fricción existente en la parte superior de la junta se reduce debido al inicio de la separación de las placas, en la parte inferior tiene un aumento y la resistencia permanece casi sin cambio, es por eso que una reducción  $k_s$  en la resistencia de diseño  $B_{ds}$  requerida para la combinación de cortante y tensión no es aplicable. Por lo tanto la resistencia de diseño a cortante deben ser la resistencia al aplastamiento o la resistencia al deslizamiento.

Sea  $R_n$  la resistencia nominal a cortante de un tornillo. La carga de diseño en la ménsula correspondiente al estado límite de deslizamiento está dado por:

$$P_{sdf} = NR_n \quad (5.1.8)$$

Por lo tanto la carga de diseño en la conexión de la ménsula, si tomamos en cuenta una conexión en deslizamiento crítico es:

$$P_{dsc} = \min[P_{dps}, P_{sdf}] \quad (5.1.9)$$

### 5.1.2 Estado limite elástico

Para momentos con una magnitud mayor a  $M_{ps}$ , la precompresión que existía en la parte superior de la junta es liberada, por lo tanto, la ménsula tiende a deformarse bajo el momento aplicado  $M$  y los tornillos superiores se ven sujetos a tensión debido al momento y a cortante a causa de la carga  $P_y$ .

La compresión que resulta del momento es resistida por los esfuerzos de aplastamiento de las superficies en contacto en la parte inferior de la junta. En general es una práctica común omitir los agujeros de los tornillos y considerar la parte compresada como rectangular. De esta manera la sección de contacto o flexión entre el soporte y el patín de la columna consta de dos áreas, una de tornillos en tensión en la parte que se encuentra arriba del eje neutro elástico (ENE) y un área de compresión de forma rectangular debajo de éste. El ENE suele localizarse muy por debajo del centro de gravedad del grupo de tornillos.

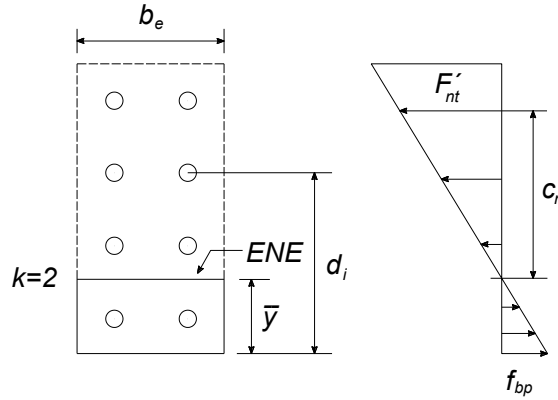
A causa de la deformación por la flexión en los patines, el esfuerzo de aplastamiento en los bordes laterales del patín es menor que el esfuerzo de aplastamiento uniforme a través del ancho de la placa. Para entender el efecto de esta deformación puede usarse un ancho efectivo,  $b_e$ , en vez de utilizar todo el ancho del patín,  $b$ , este ancho efectivo dependerá de la rigidez a la flexión del patín de la ménsula, es sugerido en el manual LRFD que el límite para el ancho efectivo del patín sea  $8t_f$ , donde  $t_f$  es el espesor del patín más delgado, ya sea de la ménsula o de la columna. Los esfuerzos de tensión en la parte superior y los esfuerzos de compresión en la parte inferior varían en proporción directa con sus distancias al ENE; se supone que los tornillos que se encuentran debajo del ENE sólo resisten cortante. La variación triangular propuesta en la zona de presión tiene probabilidades de no cumplirse en la práctica, pero al ser ésta demasiada pequeña, ésta suposición no afecta demasiado los resultados.

Para determinar entre que filas de tornillos se localizará el ENE, y para iniciar la iteración, en el inicio de los cálculos se supone que la distancia desde la parte inferior de la ménsula hacia el ENE, es entre una sexta o una séptima parte de la altura,  $h$ , de la placa del patín de la ménsula, a partir de esta suposición se revisa la ubicación del ENE sabiendo que el momento estático de las áreas nominales de los tornillos por arriba del ENE deben tener el mismo valor que el momento estático por debajo del ENE en el área de compresión. Al tomar ambos momentos alrededor de un eje arbitrario (Figura 5.3), sea este eje ENE, se obtiene:

$$\frac{b_e \bar{y}^2}{2} = \sum_{i=k}^n n_r A_b (d_i - \bar{y}) \quad (5.1.10)$$

donde:

- $\bar{y}$  = Peralte del bloque de compresión desde el borde inferior.
- $A_b$  = Área nominal de un tornillo.
- $b_e$  = Ancho efectivo del bloque de compresión,  $\min [b, 8t_f]$ .
- $k$  = El número de la primera fila de tornillos justo por arriba del ENE (por ej.  $k = 2$ , en la Figura 5.3).
- $d_i$  = Distancia del borde inferior a la  $i$ -ésima fila de tornillos.



**Figura 5.3 Estado límite elástico.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.715.

Si se obtiene que el ENE, como fue calculado con la ecuación (5.1.10), se encuentra entre filas diferentes a las supuestas en el inicio de la iteración, se debe reescribir la ecuación con una nueva posición. Cuando se obtenga la posición que satisfaga la ecuación, se debe calcular el momento de inercia del área efectiva alrededor del eje con la siguiente ecuación:

$$I = \frac{b_e \bar{y}^2}{3} + \sum_{i=k}^n (n_r A_b) (d_i - \bar{y})^2 \tag{5.1.11}$$

La carga de tensión crítica siempre se encontrará en la fila superior de tornillos. Si la distancia del ENE a la fila superior de tornillos se denota como  $c_n$ , la carga de tensión en el tornillo crítico se puede obtener de la siguiente manera:

$$B_t = \frac{M c_n}{I} A_b \tag{5.1.12}$$

En esta situación los tornillos se encuentran sujetos a una combinación de cortante con tensión y por lo tanto su resistencia estará regida por los coeficientes de reducción  $k_s$  estudiadas en el capítulo 2. Tornillos.

Sea  $R_n$  la resistencia nominal a tensión de un tornillo en una conexión de tipo aplastamiento, si el tornillo está sujeto a la combinación de cortante y tensión, y  $M_{els1}$  es el momento que corresponde con el estado límite de fluencia del tornillo extremo, entonces de la ecuación (5.1.12):

$$M_{els1} = \frac{R_n I}{A_b c_n} \tag{5.1.13}$$

Sea la resistencia al esfuerzo máximo por aplastamiento en el borde inferior de la placa de la ménsula:

$$f_{bp} = \frac{M \bar{y}}{I} \tag{5.1.14}$$

Si  $M_{els2}$  representa el momento cuando  $f_{bp}$  es igual a la presión nominal de contacto para el estado límite de aplastamiento de la placa en el soporte, entonces:

$$M_{els2} = \frac{F_{bp}I}{\bar{y}} \quad (5.1.15)$$

donde:

$$F_{bp} = \text{Presión de aplastamiento nominal} = F_y$$

Considerando que el estado límite elástico que rige se alcanza cuando el tornillo extremo llega a su resistencia nominal a tensión  $R_n$ , o cuando la resistencia de aplastamiento alcanza la presión nominal de aplastamiento  $F_{bp}$ , cualquiera de ambas condiciones que ocurra primero. Por lo tanto:

$$M_{els} = \min[M_{els1}, M_{els2}] \quad (5.1.16)$$

Por último, tenemos la resistencia nominal de la conexión tipo aplastamiento, que corresponde al estado límite de fluencia, es:

$$P_{dels} = \frac{M_{els}}{e_z} \quad (5.1.17)$$

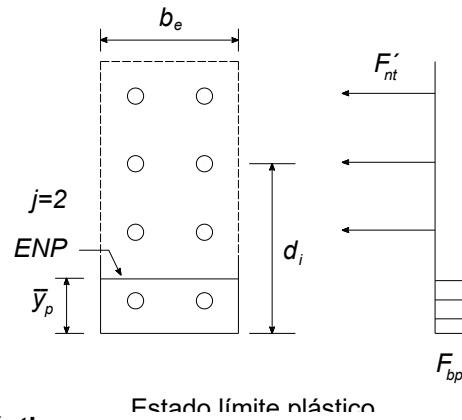
### 5.1.3 Estado límite plástico

Es posible determinar el momento que corresponde al estado límite plástico de la conexión atornillada, si suponemos una distribución de esfuerzos límite como la mostrada en la Figura 5.4. Para este análisis suponemos que las fuerzas en los tornillos son las resistencias a la tensión nominal  $R_n$  (se trata de la resistencia nominal a tensión, reducida debido a la presencia de cortante). Suponemos también que el área de aplastamiento se encuentra compresada de manera uniforme con la fuerza de aplastamiento nominal  $F_{bp}$ . La ubicación del eje neutro plástico (ENP) es determinada a partir del equilibrio de fuerzas en la siguiente ecuación:

$$b_e \bar{y}_p F_{bp} = n_r \sum_{i=j}^n R_n \quad (5.1.18)$$

donde:

- $\bar{y}_p$  = Distancia del borde inferior de la zona de compresión al ENP.
- $j$  = Número de la primera fila de tornillos que se encuentra justo arriba del ENP ( $j = 2$  para la Figura 5.4).
- $F_{bp}$  = Presión nominal de aplastamiento ( $= F_y$ ).
- $b_e$  = Ancho efectivo del bloque de compresión,  $\min [b, 8t_f]$ .



**Figura 5.4 Estado límite plástico.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.715.

Conocemos  $b_e, F_y, n_r$  y  $R_n$ , por lo tanto la posición ENP y  $\bar{y}_p$ , se encuentra con facilidad después de hacer una buena estimación de  $j$ . El momento correspondiente al estado límite plástico de la conexión es:

$$M_{pls} = \frac{1}{2} b_e \bar{y}_p^2 F_{bp} + \sum_{i=j}^n n_r B'_{nt} (d_i - \bar{y}_p) \tag{5.1.19}$$

La resistencia de diseño de la junta que corresponde al estado límite plástico se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$P_{dpsl} = \phi \frac{M_{pls}}{e_z} \tag{5.1.20}$$

Cabe aclarar en este punto que el estado límite de separación de la placa sólo aplica para juntas en deslizamiento crítico, mientras que el estado límite elástico y el estado límite plástico aplica para juntas en aplastamiento.

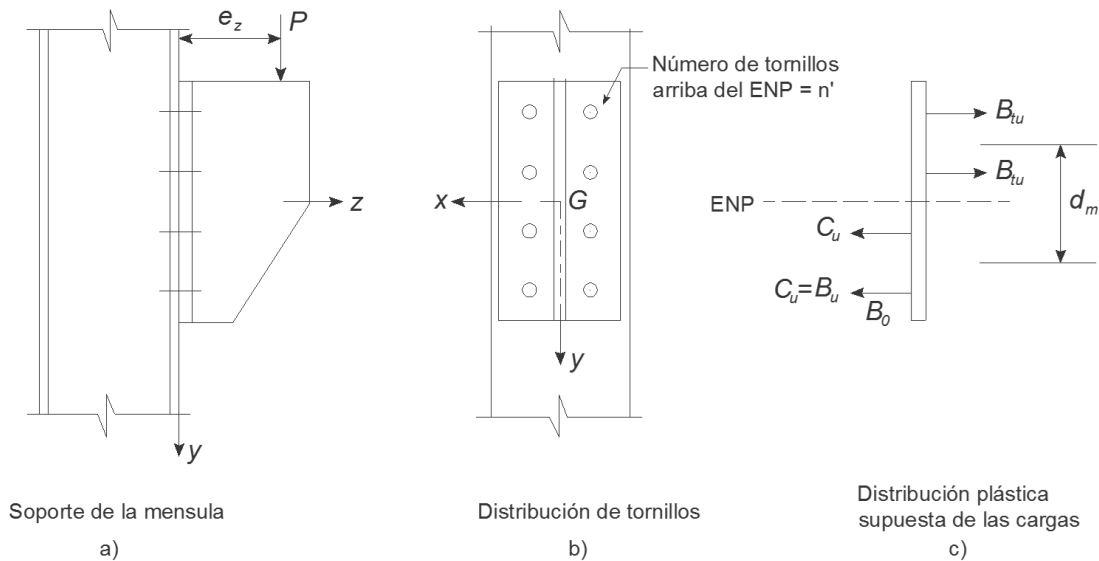
### 5.1.4 Eje neutro plástico en el centro de gravedad del grupo de tornillos

Las conexiones atornilladas cargadas excéntricamente  $[P_u, M_{yz}]$ , también pueden diseñarse de una manera conservadora si suponemos que el ENP se localiza en el centroide del grupo de tornillos. Los tornillos que se encuentran arriba del eje neutro plástico están a tensión, y los que están por debajo de éste se encuentran a compresión. Si suponemos una distribución de esfuerzos plástico, (como la que se observa en la Figura 5.5), la fuerza de tensión de cada uno de los tornillos que se encuentre por arriba del ENP causada por la excentricidad de la carga está dada por:

$$B_{tu} = \frac{P_u e_z}{n' d_m} \tag{5.1.21}$$

donde:

- $P_u$  = Carga factorizada aplicada a la junta.
- $e_z$  = Excentricidad de la carga aplicada alrededor del grupo de tornillos.
- $n'$  = Número de tornillos por arriba del ENP.
- $d_m$  = Brazo del momento entre las fuerzas resultantes de tensión y de compresión.



**Figura 5.5 Junta atornillada sujeta a cortante y flexión, ENP en el centro de gravedad del grupo de tornillos.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 722.

La fuerza cortante en cada tornillo debida a la carga aplicada está dada por la siguiente ecuación:

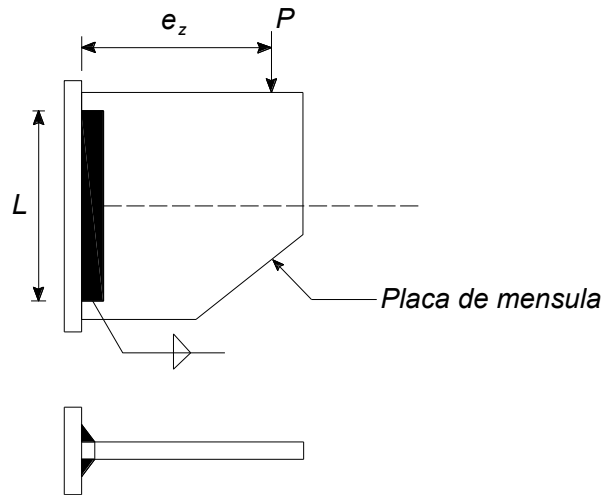
$$B_{vu} = \frac{P_u}{N} \quad (5.1.22)$$

Los tornillos que están arriba del ENP están sometidos a fuerza de tensión  $B_{tu}$  y al efecto de la acción de apalancamiento (prying); los tornillos situados por debajo del ENP solamente están sujetos a la fuerza cortante  $B_{vu}$ , y el código LRFD requiere:

$$B_{tu} \leq R_n(\text{tensión}) \quad ; \quad B_{vu} \leq R_n(\text{corte}) \quad (5.1.23)$$

## 5.2 Conexiones soldadas sujetas a cortante y flexión

Cuando una conexión soldada tiene una carga aplicada paralela al plano de la junta, pero se encuentra fuera del plano, se dice que la soldadura está sujeta a cortante y flexión. Como ya vimos en el caso de soldaduras, las ménsulas son un ejemplo de la frecuencia en que las cargas se conectan con los patines de una columna (Figura 5.6). La carga aplicada  $P$  en dirección descendente es resistida por la soldadura a cortante que conectan a la ménsula con la columna. La carga descendente  $P$  y el cortante ascendente (reacción) que resulta de la soldadura forman un par o momento  $Pe_z$ , que debe ser resistido por un par equivalente constituido por fuerzas de tensión en la parte superior de la junta y fuerzas de compresión en la parte inferior, existen dos métodos para resolver esta clase de problemas: el método elástico y el de resistencia última.

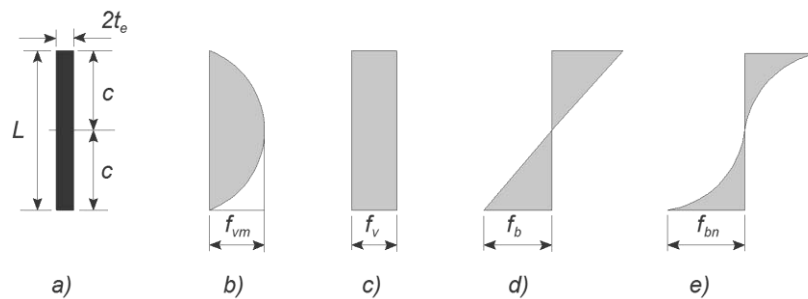


**Figura 5.6 Conexión soldada sujeta a cortante y flexión.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.754.

### 5.2.1 Método Elástico

Consideremos una placa que soporta una carga excéntrica  $P$ , soldada mediante filetes a la cara de la columna como se muestra en la Figura 5.6. La garganta efectiva es un rectángulo de ancho  $2t_e$  y la longitud de magnitud  $L$  como se muestra en la Figura 5.7a. Es importante aclarar que no se conoce la distribución de los esfuerzos de cortante y flexión de la soldadura en el plano de la garganta. Para el desarrollo del método supondremos, de manera conservadora, que no existe contacto entre las partes conectadas, de esta manera podemos decir que la soldadura soporta la carga completa. En la Figura 5.7b, se muestra la distribución parabólica de los esfuerzos cortantes. Por otro lado, en el análisis de soldaduras mediante el uso del método elástico, es una práctica común considerar que los esfuerzos cortantes se encuentran uniformemente distribuidos como se puede ver en la Figura 5.7c y los esfuerzos de flexión tienen un comportamiento de variación lineal (Figura 5.7d) igualmente obtenida con el uso de la teoría de vigas.



**Figura 5.7 Garganta efectiva, longitud y Distribución de los esfuerzos en soldadura sujeta a cortante y flexión.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.754.

Es importante notar que, al usar la teoría de vigas, los esfuerzos cortantes máximo y los esfuerzos de flexión máximos se presentan en puntos diferentes de la soldadura no siendo necesario que sean combinados. Sin embargo, es probable que la teoría elemental de vigas falle cuando suceden cambios significativos en la sección transversal de la soldadura, siendo más factible que el esfuerzo de flexión en la fibra extrema de la soldadura sea mayor que el que se obtiene con la fórmula de flexión, para la cual la variación de los esfuerzos, de cierta manera, no es lineal como la variación que se observa en la Figura 5.7e. Esta concentración de esfuerzos debida a la flexión en las fibras



extremas se compensará con la suposición de distribución uniforme del cortante, que produce un mayor cortante en la fibra extrema que el que se da en la realidad. Por lo tanto, es seguro combinar vectorialmente los esfuerzos máximos por flexión, al utilizar la teoría de vigas, y el promedio de los esfuerzos cortantes.

La Figura 5.8, muestra una soldadura compuesta de dos segmentos de soldadura verticales y dos más horizontales, simétricos alrededor del eje  $y - y$ , en la figura,  $G$  representa el centro de gravedad del grupo de soldadura. La carga vertical excéntrica  $P$  actúa en el plano vertical de simetría, pero fuera del plano de la junta. Esta carga excéntrica  $P$  es fácilmente reemplazable por una carga vertical concentrada  $P_y$  que pasa a través de  $G$  y un momento  $M_{yz} \equiv M_x = P_y e_z$  como se puede ver en la Figura 5.8.

Es de suponerse que la componente directa  $P_y$  esta uniformemente distribuida sobre el área efectiva de la garganta de la soldadura  $A_w$ . Por lo tanto el esfuerzo cortante aplicado a la soldadura producida por la carga directa  $P_y$  es:

$$f_y = \frac{P_y}{A_w} = \frac{P_y}{L t_e} \quad (5.2.1)$$

donde:

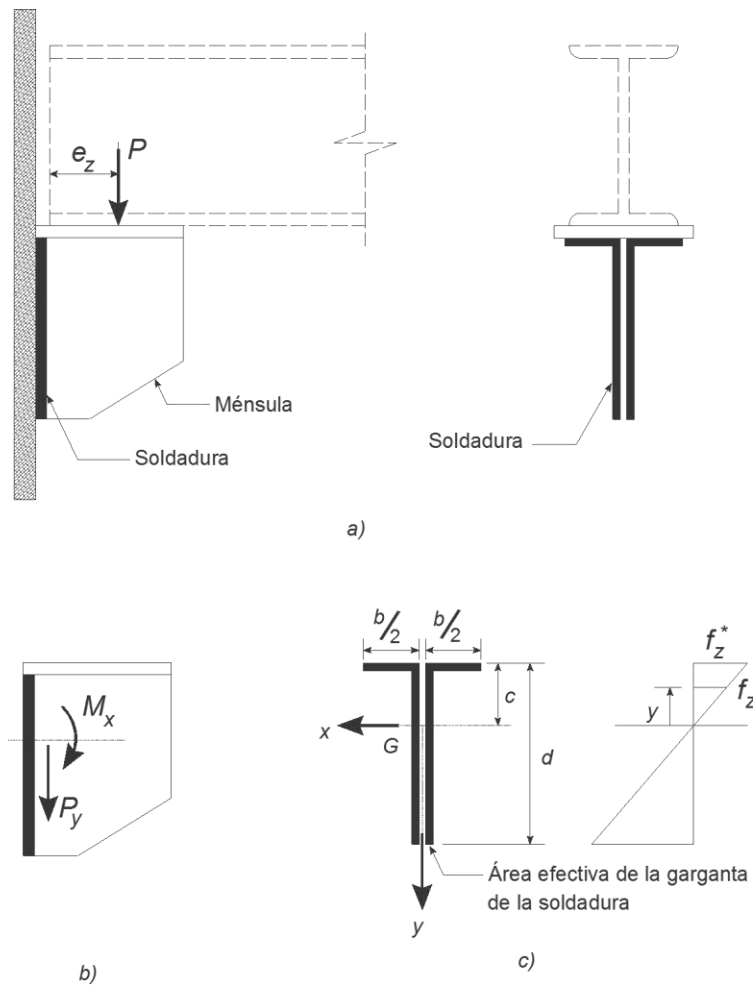
$$\begin{aligned} L &= \text{Longitud de la soldadura} = 2d + b \\ t_e &= \text{Espesor efectivo de la garganta de soldadura} \end{aligned}$$

La acción del momento flexionante  $M_x$  produce en la soldadura esfuerzos normales que varían linealmente con la distancia al eje neutro,  $x - x$ .

Sea  $f_z$  es el esfuerzo normal en la soldadura a una distancia  $y$  del eje neutro, y si además  $f_z^*$  es el esfuerzo en el punto más alejado de la soldadura localizado a una distancia  $c$  del eje neutro. Podemos deducir las siguientes relaciones, con la ayuda de la Figura 5.8c.

$$\frac{f_z}{y} = \frac{f_z^*}{c} \rightarrow f_z = \frac{f_z^*}{c} y \quad (5.2.2)$$

Los esfuerzos  $f_z$  son de tensión para todas las partes de la soldadura arriba del eje neutro, y son de compresión para todas las partes que se encuentren por debajo del eje neutro.



**Figura 5.8 Soldaduras sujetas a cortante y flexión.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.755.

Sea  $dL$  una longitud elemental de soldadura localizada a una distancia  $y$  del eje  $x$  y sea  $dM$  el momento alrededor del eje  $x - x$  de la fuerza en el elemento  $dL$ , se tiene:

$$dM = f_z dA y = \frac{f_z^*}{c} (y^2 dA) \tag{5.2.3}$$

La suma del efecto de todos los elementos, por equilibrio, debe ser igual al momento  $M_x$ . Por lo tanto:

$$M_x = \frac{f_z^*}{c} \int_A y^2 dA = \frac{f_z^*}{c} I_x \tag{5.2.4}$$

o:

$$f_z^* = \frac{M_x}{I_x} c \tag{5.2.5}$$

donde:

$I_x$  = Momento de inercia del área efectiva de la garganta de la soldadura, alrededor del eje centroidal =  $\int_A y^2 dA$

Es común que se considere  $c$  como la distancia del eje centroidal al punto más alejado del lado de la tensión (fibras superiores). El efecto que la combinación de la fuerza directa y el momento causa en el elemento de referencia de la fibra extrema será la suma vectorial de los esfuerzos  $f_y$  y  $f_z^*$  que actúan en ángulos rectos entre sí. Por lo tanto se tiene que el esfuerzo resultante en la fibra extrema está dado por:

$$f^* = \sqrt{f_y^2 + f_z^{*2}} \quad (5.2.6)$$

El espesor efectivo de la garganta  $t_e$  y su tamaño se mantienen constantes para una junta soldada, de esta manera las características de la soldadura  $A$ ,  $I_x$  y  $S_x$  pueden ser expresadas de la siguiente forma:

$$A = \int_A dA = t_e \int_L dL = t_e L = t_e A_l \quad (5.2.7a)$$

$$I_x = \int_A y^2 dA = t_e \int_L y^2 dL = t_e I_{xl} \quad (5.6.7b)$$

$$S_x = \frac{I_x}{c} = t_e \frac{I_{xl}}{c} = t_e S_{xl} \quad (5.6.7c)$$

Siendo  $A_l$ , el área,  $I_{xl}$ , el momento de inercia y  $S_{xl}$ , el módulo de sección elástico de la soldadura considerada como una línea, es decir, sin ancho. La Tabla 4.1 del Capítulo 4. Conexiones Sujetas a Cortante Excéntri, nos proporciona valores para  $A_l$  y  $S_{xl}$  para varias configuraciones de soldadura.

Sea  $W$  la fuerza por unidad de longitud de soldadura en cualquier punto, entonces:

$$W = f t_e \quad (5.2.8)$$

Con la ayuda de las ecuaciones (5.2.1), las ecuaciones (5.2.1), (5.2.5 y (5.2.6) pueden reescribirse como:

$$W_y = \frac{P}{A_l}; W_z^* = \frac{M_x}{I_{xl}} c = \frac{M_x}{S_{xl}} \quad (5.2.9)$$

$$W^* = \sqrt{(W_y)^2 + (W_z^*)^2} \quad (5.2.10)$$

La fuerza máxima en cualquier lugar de la soldadura no debe exceder a la resistencia de diseño de la soldadura, de acuerdo con lo obtenido por el tamaño y tipo de soldadura, o:

$$W_{req} = W^* \leq W_d \quad (5.2.11)$$

### 5.2.2 Método de la resistencia última (LRFD)

La resistencia última de un grupo de soldadura que conste de dos líneas verticales de soldadura sujeto a carga fuera del plano de la junta se puede obtener de la Tabla 8-38 hasta la Tabla 8-45 del LRFD.

La carga factorizada excéntrica está dada por:

$$P_u = C C_1 D l \quad (5.2.12)$$

Donde:

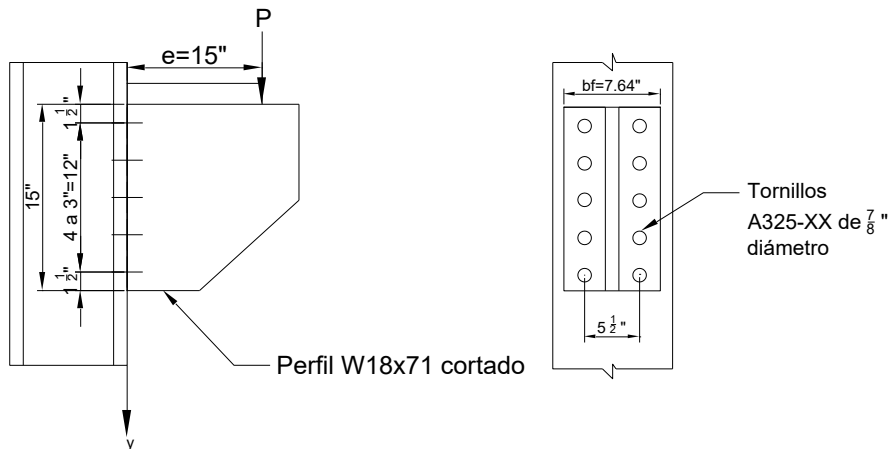
- $C_1$  = Coeficiente para el electrodo utilizado (Tabla 8-37 del manual del LRFD).  
= 1 para electrodos E70.
- $l$  = Longitud de cada soldadura vertical, [in].
- $D$  = Número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete.
- $al$  = Excentricidad de la carga  $e_z$ .

### 5.3 Ejemplos

#### Ejemplo 5.3.1

Una sección cortada de un perfil  $W18 \times 71$  ésta unida a un patín de columna con 10 tornillos A325-X de  $\frac{7}{8}$  [in] de diámetro completamente apretados (deslizamiento crítico) en dos líneas verticales con un paso de 3 [in] y una distancia al extremo de  $1\frac{1}{2}$  [in], cuerdas excluidas de los planos de corte. La ménsula está sujeta a una carga vertical  $P$  con una excentricidad de 15 [in]. Determine la capacidad  $P$  en las siguientes condiciones:

- Suponiendo que no hay separación de las placas, con cargas factorizadas.
- Si está permitida la separación de las placas.
- Resistencia última (estado límite plástico), suponiendo que las juntas son del tipo aplastamiento.
- Suponiendo el Eje Neutro Plástico en el centro de gravedad del grupo de tornillos.



**Figura 5.9 Ejemplo 5.3.1**

Puede despreciarse la acción de apalancamiento, suponga superficies clase A para obtener la resistencia al deslizamiento.

Solución:

Datos de una  $W18 \times 71$ :

$$b_f = 7.64 \text{ in} ; t_f = 0.810 \text{ in}$$

Obtendremos primero la resistencia de los tornillos a cortante, tensión y a la combinación de cortante y tensión, como si la conexión fuera tipo aplastamiento:

Corte.

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 60 \times 0.601 = 27.05 \text{ [kips]}$$

Tensión

$$\phi R_n = \phi F_{nt} A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 90 \times 0.601 = 40.56 \text{ [kips]}$$

Combinación de cortante y tensión

Nota: para esta resistencia quedará una ecuación con el cortante requerido  $B_{vu}$  ( $f_v$  en las formulas del Capítulo 2 Tornillos) como incógnita, al no conocer la carga.

$$R_n = F'_{nt} A_b$$

$$R_n = \left( 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \right) A_b$$

$$R_n = \left( 1.3(90) - \frac{90}{0.75(60)} f_v \right) 0.6013$$

$$R_n = (117 - 2f_v) 0.6013$$

$$R_n = 70.35 - 2B_{vu}$$

$$\phi R_n = 0.75(70.35 - 2B_{vu})$$

$$\phi R_n = 52.76 - 1.5B_{vu} \text{ Ahora}$$

$$R_n = \mu D_u h_{sc} T_b N_s$$

$$(\phi = 1.0)$$

$$\phi R_n = 1 \times 0.35 \times 1.13 \times 1 \times 39 \times 1 = 15.4 \text{ [kips]}$$

a) Estado límite de separación de la placa:

Obtenemos  $P_{dps}$ , para la carga de diseño sobre la ménsula:

$$P_{dps} = \phi \frac{n_r h^3}{6(h-s)s} \frac{T_b}{e_z}$$

$$P_{dps} = 0.75 \frac{(2)(15^3)}{6(15-3)3} \frac{39}{15} = 60.9 \text{ [kips]}$$

Ahora obtendremos la carga de diseño sobre la ménsula que corresponde al estado límite de deslizamiento con el valor anteriormente calculado:

$$P_{dsf} = NB_{dsf} = 10(15.4) = 154 \text{ [kips]}$$

Para la resistencia de diseño de la conexión,  $P_{dsf}$  es la menor de las anteriores siendo este el estado límite de separación de la placa:

$$P_{dps} = 60.9 \text{ [kips]}$$

b) Estado límite elástico

Obtenemos el ancho efectivo  $b_e$  como el menor de  $b$  o  $8t_f$

$$b = 7.64 \text{ [in]} \quad ; \quad 8t_f = 8(0.810) = 6.48 \text{ [in]}$$

Por lo tanto  $b_e = 6.48 \text{ [in]}$

Ahora debemos suponer una localización (entre las filas de tornillos) del ENE, comenzamos la iteración con:

$$\frac{1}{6} h = \frac{1}{6} (15) = 2.5 \text{ in}$$

Desde la parte inferior de la placa 2.5 [in] se encuentra entre la primera y la segunda fila de tornillos, sabiendo eso ahora igualamos la suma de los momentos estáticos alrededor de la posición supuesta del eje neutro de las áreas de los tornillos de arriba con la del área comprimida inferior.

$$\frac{b_e \bar{y}^2}{2} = \sum_{i=k}^n n_r A_b (d_i - \bar{y})$$

$$\frac{(6.48) \bar{y}^2}{2} = \sum_{i=k}^n (2)(0.6013)(d_i - \bar{y})$$

$$3.24 \bar{y}^2 = 1.2026 \sum_{i=k}^n (d_i - \bar{y})$$

$$3.24 \bar{y}^2 = 1.2026[(4.5 - \bar{y}) + (7.5 - \bar{y}) + (10.5 - \bar{y}) + (13.5 - \bar{y})]$$

$$3.24 \bar{y}^2 = 5.4117 - 1.2026 \bar{y} + 9.0195 - 1.2026 \bar{y} + 12.62 - 1.2026 \bar{y} + 16.2351 + 1.2026 \bar{y}$$

$$3.24 \bar{y}^2 = -4.8104 \bar{y} + 43.2863 \bar{y}^2 + 1.485 \bar{y} - 13.36 = 0$$

$$\bar{y}^2 + 1.485 \bar{y} - 13.36 = 0$$

$$\bar{y} = 2.98 \text{ in, adecuada } 1.5 < \bar{y} = 2.98 < 4.5$$

Obtenemos el momento de inercia del área efectiva, alrededor del eje neutro:

$$I = \frac{b_e \bar{y}^3}{3} + \sum_{i=k}^n (n_r A_b)(d_i - \bar{y})^2$$

$$= \frac{(6.48)(2.98^3)}{3} + (2[0.6013]) \sum_{i=k}^n (d_i - 2.98)^2$$

$$\frac{(6.48)(2.98^3)}{3} + 1.2026[(4.5 - 2.98)^2 + (7.5 - 2.98)^2 + (10.5 - 2.98)^2]$$

$$\frac{(6.48)(2.98^3)}{3} + 1.2026[1.52^2 + 4.52^2 + 7.5^2 + 10.52^2] = 285.6 \text{ in}^4$$

Obtenemos la carga de tensión en el tornillo crítico:

$$B_t = \frac{M c_n}{I} A_b = \frac{P e c_n}{I} A_b = \frac{P(15)}{286} (13.5 - 2.98)(0.6013) = 0.331P$$

Debemos seleccionar la menor de las resistencias:

Para cortante:

$$\frac{P}{10} \leq 27.05 \rightarrow P = 270 \text{ [kips]}$$

Para tensión:

$$0.331P \leq 40.56 \rightarrow P = \frac{40.56}{0.331} = 122 \text{ [kips]}$$

Para la combinación:

$$0.331P \leq 52.76 - 1.5B_{vu} = 52.76 - 1.5 \frac{P}{10}$$

$$0.331P + 0.15P \leq 52.76 \rightarrow 0.481P \leq 52.76 \rightarrow P = \frac{52.76}{0.481} = 109.6 \text{ [kips]}$$

Resistencia al esfuerzo máximo por aplastamiento en el borde inferior:

$$f_{bp} = \frac{M\bar{y}}{I} = \frac{Pe}{I}\bar{y} = \frac{109.6(15)}{286}(2.98) = 17.14 \text{ [ksi]}$$

Como  $\phi F_y = 0.75(50) = 37.5 \text{ [ksi]}$

$$\therefore \phi F_y > f_{bp} \text{ o. k.}$$

Se permite la separación y se supone una distribución elástica de esfuerzos, la resistencia de diseño de la conexión es:

$$P_{dels} = 109.6 \text{ [kips]}$$

c) Estado límite plástico

Si se toma en cuenta la interacción entre el cortante y la tensión,

$$\phi R_n = 52.76 - 1.5B_{vu} = 52.76 - 1.5\frac{P}{10} = 52.76 - 0.15P \text{ Si}$$

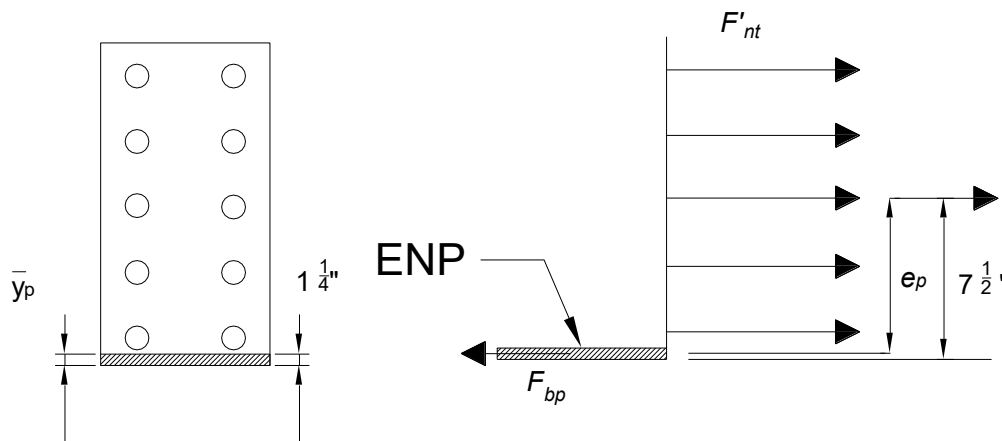


Figura 5.10 Estado límite plástico, ejemplo 5.3.1.

$$b_e \bar{y}_p F_{bp} = n_r \sum_{i=j}^n B'_{nt}$$

$$(6.48)(\bar{y}_p)(0.75)(50) = 10(52.76 - 0.15P)$$

$$\bar{y}_p = 2.17 - \frac{P}{162}$$

La resistencia de diseño puede obtenerse calculando el momento formado por el par de fuerzas de compresión y de tensión. Si se toma en cuenta el momento de fuerzas de tensión de los tornillos alrededor de la fuerza de compresión resultante:

$$\begin{aligned} M_d &= 10(52.76 - 0.15P) \left[ 7.5 - \frac{1}{2} \left( 2.17 - \frac{P}{162} \right) \right] = \\ &= 10(52.76 - 0.15P) \left[ 7.5 - 1.085 + \frac{P}{324} \right] \\ &= 10(52.76 - 0.15P) \left( 6.415 + \frac{P}{324} \right) \\ &= 3384.55 + 1.628P - 9.6225P - 0.004629P^2 \\ &= 3384.55 - 7.99P - 0.004629P^2 \end{aligned}$$

De acuerdo con el LRFD,  $M_d \geq Pe$

$$3384.55 - 7.99P - 0.004629P^2 \geq 15P$$

$$\therefore P = 143 \text{ [kips]}$$

$$\bar{y}_p = 2.17 - \frac{P}{270} = 2.17 - \frac{143}{162} = 1.28 \text{ [in]} < 1.5 \text{ [in]}$$

∴ La suposición relacionada con el ENP es correcta.

La resistencia de diseño de la conexión correspondiente al estado límite plástico es:

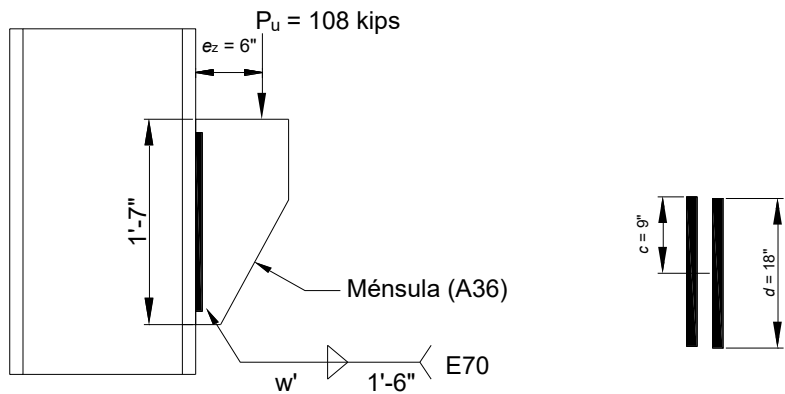
$$P_{dpls} = \min[270, 143] = 143 \text{ [kips]}$$

d) Suponiendo el Eje Neutro Plástico en el centro de gravedad del grupo de tornillos.

**Ejemplo 5.3.2**

Una placa de ménsula esta soldada con filetes al patín de una columna (Figura 5.11) para transferir una carga factorizada de 108 [Kips] aplicada con una excentricidad de 6 in. Calcule el tamaño requerido de la soldadura. Use acero A36 y electrodos E70. Suponga que el patín de la columna y la placa de la ménsula no son los que rigen.

- a) Use el método elástico.
- b) Use el método de resistencia última LRFD



**Figura 5.11 Ejemplo 5.3.2**

a) Método elástico

Calculamos el momento

$$M_{ux} = P e_z = 108 \times 6 = 648 \text{ kips} \cdot \text{in}$$

Sabemos que hay dos líneas de soldaduras verticales de 18 [in] de longitud cada una por lo tanto  $d = 18 \text{ [in]}$

Por simetría, el centro de gravedad ( y el eje  $xx$ ) están localizados en el punto medio del peralte

Ahora obtendremos las características de la soldadura, considerada como dos elementos lineales:

$$A_l = L = 2d = 2(18) = 36 \text{ in}$$

$$S_{xl} = 2 \left( \frac{1}{16} d^2 \right) = 2 \left( \frac{1}{16} 18^2 \right) = 108 \text{ in}^2$$

Las fuerzas en una soldadura de longitud unitaria en la fibra extrema  $c = d/2 = 9 \text{ in}$  son:

$$W_y = \frac{P}{A_l} = \frac{108}{36} = 3.0 \text{ kli}$$



$$W_z^* = \frac{M_x}{I_{xl}} c = \frac{M_x}{S_{xl}} = \frac{648}{108} = 6.0 \text{ kli}$$

$$W^* = \sqrt{(W_y)^2 + (W_z^*)^2} = \sqrt{(3.0)^2 + (108)^2} = 6.71 \text{ kli} = W_{req}$$

La resistencia de diseño de una soldadura de filete con electrodo E70 de longitud unitaria, con un tamaño,  $w$ , es:

$$w_d = \phi(0.6 \times F_{uw})(0.707w) = 0.75(0.60)(70)(0.707)w = 22.3w \text{ kli}$$

El tamaño requerido de la soldadura de filete es:

$$W_d \geq W_{req} \rightarrow 22.3w \geq 6.71 \rightarrow w = 0.30 \text{ in}$$

Proporcione soldaduras de  $5/16$  in, con electrodos E70.

b) Método de resistencia última LRFD

Con el uso de las tablas proporcionadas por el LRFD (Tabla 8-37 y 8-38), la carga factorizada es:

$$P_u = CC_1Dl$$

Con

$$al = 6 \text{ [in]} \therefore a = 6/18 = 0.333$$

Al ingresar a la tabla 8-37 del manual del LRFD, con  $k = 0$  se obtienen los valores para  $C$  de

$$a = 0.3 \quad \rightarrow \quad C = 2.32$$

$$a = 0.4 \quad \rightarrow \quad C = 2.00$$

Por interpolación  $C = 2.21$ , entonces:

$$D = \frac{P_u}{CC_1l} = \frac{108}{2.21 \times 1 \times 18} = 2.71 \approx 3$$

Proporcionar soldaduras de  $3/16$  [in] con electrodos E70.

## 5.4 Referencias

American Institute of Steel Construction, INC. (2006). *Steel Design Guide 21 Welded Connections- A Primer For Engineers*. Ohio, Cleveland, E.U.A.: AISC.

American Institute of Steel Construction, INC. (2006). *Welded Connections - A Primer For Engineers*. Ohio: AISC.

American Institute of Steel Construction, INC. (2005). *Steel Construction Manual*. Chicago, Illinois, E.U.A: AISC.

American Welding Society. (1999). *Structural Welding Code - Steel*. Florida: AWS.

Kumar, P. S. (Diciembre de 2009). *NPTEL*. Obtenido de <http://nptel.ac.in/courses/105106112/9>

McCormac, J. C. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD*. Ciudad de México: Alfaomega.

RESEARCH COUNCIL ON STRUCTURAL CONNECTIONS. (2014). *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*. Chicago, Illinois, E.U.A: AISC. Recuperado el 25 de Diciembre de 2015

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V.

Williams, A. (2011). *Steel Structures Design ASD/LRFD*. Washington: Mc Graw-Hill Comanies, Inc.

## 6 Conexiones en Marcos de Edificaciones

### 6.1 Introducción al comportamiento de conexiones

Cualquier arreglo de una estructura de acero se mantiene sujeta mediante conexiones, no importa si los miembros se encuentran sujetos a tensión o compresión axial, momentos flexionantes, fuerzas cortantes o momentos de torsión, o a una combinación de los anteriores.

Podemos definir a una conexión como una combinación o arreglo de partes que cumplen con la función de unir miembros, y está integrada de la siguiente manera:

- Elementos afectados: como los patines de columnas, almas y patines de vigas.
- Elementos de conexión: placas de unión, placas simples, ángulos, térs, etc.
- Conector: tornillos, soldadura, remaches o pasadores.

Casi todas las conexiones son estáticamente indeterminadas, y la distribución de la fuerza que recibe por parte de los miembros, así como sus esfuerzos internos son complejos de calcular y dependen de la deformación sufrida por cada una de las partes que la constituyen. La complejidad de las conexiones debida a las partes que la componen, como las placas y otros pequeños elementos como las cabezas de los tornillos, tuercas, rondanas y las soldaduras influyen significativamente en el patrón de deformación adoptado por la conexión, si a lo anterior sumamos que existen concentraciones de esfuerzos en agujeros y en los extremos de la soldadura que provocan que el comportamiento de una conexión no sea lineal, hacen que sea prácticamente imposible un análisis matemático riguroso. La realidad, es que el análisis utilizado para diseñar conexiones está basado en suposiciones y simplificaciones.

El costo de una construcción fabricada de acero se verá influenciada por el diseño de las conexiones, ya que son uno de los elementos con más alto costo unitario. Por esa y muchas otras razones se busca tener la mayor cantidad de conexiones similares, buscando la reducción del número de operaciones diferentes en taller.

### 6.2 Tipos de conexiones en acero (marcos)

Las conexiones se encuentran clasificadas con base en el grado de rotación que permite a los extremos conectados; todas las conexiones ofrecen una cierta restricción. Por lo tanto, los tipos de conexiones que existen son:

- Conexiones simples o de cortante.
- Semirrígida o flexible (PR o parcialmente restringida).
- Rígidas o TR (totalmente restringidas)

Las conexiones simples, son aquellas que proporcionan restricción cero a la rotación del miembro. Las conexiones semirrígidas, tienen una capacidad de grado intermedio, entre la rigidez que existe en una conexión rígida y una simple, tienen una rigidez insuficiente para mantener los ángulos originales o teóricos entre los miembros conectados. Las conexiones rígidas, como su nombre lo dice, son las que tienen la rigidez suficiente para mantener casi sin cambio el ángulo original entre los miembros conectados.

Las conexiones simples, que solo están diseñadas para resistir fuerza cortante, suponen que no existe momento flexionante en la conexión. Las conexiones semirrígidas, se diseñan para resistir la fuerza cortante y un porcentaje del momento flexionante. Las conexiones rígidas son diseñadas para tener una resistencia total al cortante y al momento flexionante.

En la Figura 6.1, es posible observar la comparación entre los diagramas de momento flexionante de una viga, que soporta una carga uniformemente distribuida, para los tres tipos de conexiones. (Se han omitido las deformaciones en la columna).

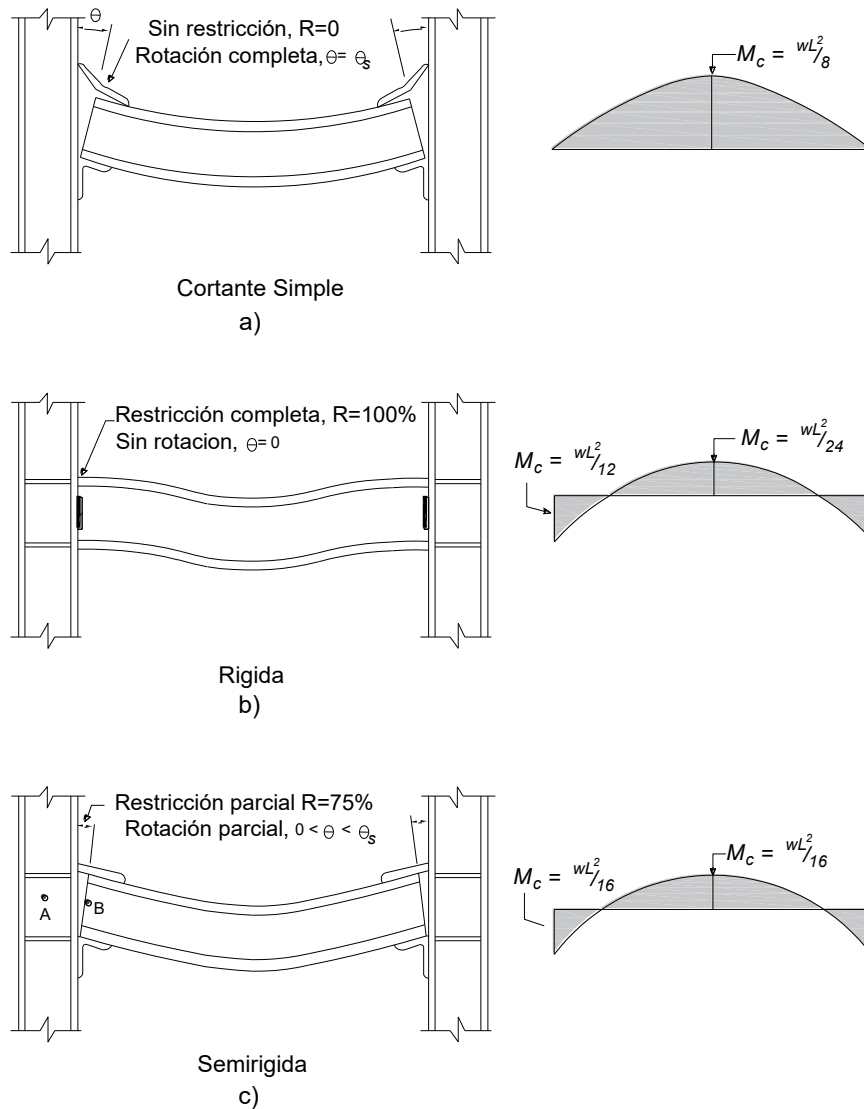
De los diagramas de momentos podemos decir que la desventaja que tiene una conexión a cortante simple (viga simplemente apoyada) es que el momento máximo es mayor y debe ser completamente

resistido por una parte de la viga, la magnitud de este momento en la parte central de la viga es de  $M_c = wl^2/8$ .

Ahora observamos la conexión rígida (extremos empotrados), éstas reducen el momento que se presenta en la viga simple en la parte central, pero el momento en los extremo aumenta de ser cero en la viga simple a  $M_e = wl^2/12$ .

Para las conexiones semirrígidas con una restricción de extremo  $R$  de 75%, el momento en el extremo y a la mitad del claro tienen el mismo valor  $M = wl^2/16$ , esta igualación del momento en el extremo y el momento al centro de la viga tiende a llevar a diseños más económicos.

El uso de conexiones resistentes a momento aumenta la rigidez de la estructura.



**Figura 6.1 Tipos de conexiones (viga-columna)**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 787.

En la práctica el comportamiento supuesto de las conexiones simples y de las conexiones totalmente restringidas o rígidas es imposible de alcanzar, el comportamiento utilizado en la teoría es idealizado para poder comprender mejor el concepto. Las conexiones que poseen una restricción a la rotación

del 90% o más de la necesaria para evitar un cambio en el ángulo se consideran rígidas. De la misma manera, para una conexión que permita un cambio de aproximadamente 80% o más de la cantidad que, teóricamente, puede cambiar si se usara una conexión articulada sin fricción, es considerada como simple. En el caso de las conexiones semirrígidas, se tratan de esa manera, cuando la restricción a la rotación se encuentra entre 20 y 90% de la necesaria para evitar cambios relativos de ángulo.

Para las vigas sujetas únicamente a cargas verticales, el uso de conexiones simples para unir las a las columnas es suficiente para transferir la carga, además de ser más fáciles de fabricar y ensamblar. Por lo tanto, en las edificaciones en las que la resistencia a cargas laterales (sismo o viento) se obtiene a través del uso de contraventeo diagonal o muros de cortante, la mayoría de las conexiones serán de cortante simple.

Para edificios entre 10 y 15 pisos, puede resultar más económico resistir fuerzas laterales mediante la flexión de vigas y columnas, esto requiere conexiones resistentes a momento.

En el manual LRFD, a las estructuras que utilizan conexiones rígidas se les denomina construcción tipo FR (por sus siglas en inglés *Fully Restrained*, Totalmente Restringida), en el manual del ASD a este tipo de construcción se le clasifica como tipo 1, también se pueden encontrar en la literatura como construcciones de marco rígido, o de marco continuo.

Para las estructuras que utilizan conexiones a cortante o simples se les conoce como construcción tipo 2 y a las que utilizan conexiones semirrígidas se les conoce como construcción tipo 3, en el manual ASD. En el manual LRFD las conexiones simples y semirrígidas están incluidas en una clasificación más general llamada construcción tipo PR (por sus siglas en inglés *Partially Restrained*, Parcialmente Restringida), esta clasificación obedece al hecho de que siempre existe algún grado de restricción en las conexiones. Como ya habíamos visto las conexiones PR, no tiene la rigidez suficiente para conservar los ángulos de los miembros conectados en una intersección sin que estos cambien, es decir, el miembro gira, las especificaciones AISC indican que la capacidad de las conexiones para proporcionar la restricción necesaria cuando se utilizan conexiones PR en el diseño de miembro o para dar estabilidad a la estructura en su totalidad deberá ser demostrada por medios analíticos o empíricos o en su defecto anteriormente documentada. Aunque es común encontrar información acerca de este tipo de conexiones en mucha de la literatura existente así como en los manuales ASD y LRFD es realmente extraño que sean utilizados debido al problema de obtener un modelo analítico confiable que pueda predecir el comportamiento de la conexión.

Requisitos generales para conexiones estructurales:

Existen algunos criterios y limitaciones que pueden auxiliar al diseñador a través de líneas guía para la selección y posterior diseño de conexiones:

1. Deben ser suficientemente resistentes.
2. Deben ser dúctiles (comportamiento plástico).
3. Su comportamiento debe ser predecible para proporcionar el grado necesario de restricción, o en su defecto que sea posible conocer la falta de ésta.
4. Su fabricación y ensamble debe ser tan simple como sea posible.

### **Marco Flexible**

Se trata de una denominación que permite ignorar los momentos de extremo de viga generados por la resistencia de la conexión dentro de un análisis de carga gravitacional, a su vez esa misma conexión es la responsable de resistir los momentos generados por fuerzas laterales, que se genera derivados de un análisis de carga lateral (viento o sismo). El uso de este procedimiento o *método* ha probado ser seguro a través del tiempo, con una restricción, que el momento real en el extremo, que puede ser mayor al momento de diseño, no someta a los conectores a un esfuerzo excesivo. En la práctica, las conexiones que se diseñan utilizando este método son semirrígidas, con elementos que se deforman inelásticamente evitando la sobrecarga del conector (tornillo, soldadura, etc.). Como se

estableció anteriormente, es difícil calcular el momento real para estos casos, y por lo tanto, se deben de utilizar configuraciones de conexión que tengan un comportamiento dúctil demostrable.

En las especificaciones LRFD un marco flexible requiere:

1. Que las conexiones y los miembros sean adecuados para resistir las cargas factorizadas de gravedad como vigas simples.
2. Que las conexiones y los miembros sean adecuados para resistir las cargas laterales factorizadas.
3. Que las conexiones deben tener suficiente capacidad rotacional inelástica necesaria para evitar la sobrecarga de los conectores cuando se presenten de manera simultánea de cargas de gravedad factorizada y laterales.

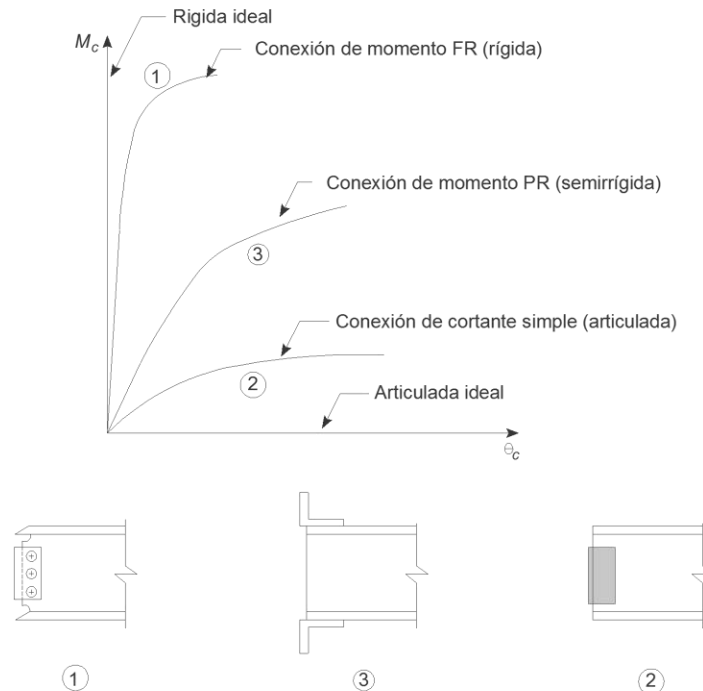
Sin importar el tipo de conexión que se utilice, ya sea simple, semirrígida o totalmente rígida, es una de las partes básicas y determinantes en el diseño de la estructura, por lo tanto su selección debe ir de la mano con la planeación del sistema de marcos. Para edificios altos, el comportamiento de la conexión se ve influenciada por el dominio que ejercen las cargas, ya sean gravitacionales o laterales. Esto nos sirve para tener en cuenta que los detalles de una conexión varían cualitativa y cuantitativamente, a medida que la gravedad y la fuerza lateral se modifican en función de la altura del edificio.

## 6.2.1 Comportamiento de las conexiones

### 6.2.1.1 Momento-Rotación

La relación existente entre las rigideces rotacionales y la resistencia al momento es la relación más importante en el comportamiento de una conexión de un edificio, esta relación se puede ver en la Figura 6.2, como una gráfica momento-rotación ( $M_c - \theta_c$ ), esta clase de gráficos solo pueden obtenerse de manera experimental, a través de ensayos, es evidente que representan un comportamiento no lineal debido a la temprana fluencia de los elementos que la componen.

Analizando la relación existente entre rotación y momento resistente, podemos deducir que la gráfica ( $M_c - \theta_c$ ) de un viga simplemente apoyada, con extremos articulados, coincide con el eje  $\theta_c$  como resultado de que  $M_c$  es cero para cualquier rotación (no resiste momento). De igual manera la gráfica resultante de la relación ( $M_c - \theta_c$ ) para un viga empotrada en ambos extremos de manera ideal, coincide con el eje  $M_c$ , puesto que no existe rotación en ningún momento. Como se ha venido expresando esta clase de comportamiento solo existen debido a las condiciones ideales y pero nunca se logran. La Figura 6.2 presenta los comportamientos racionales, más cercanos a la realidad, esperados de cada uno de los tres tipos de conexión. La curva marcada con el número 1, es considerada rígida, la curva 2 se considera simple o de cortante y finalmente la curva 3 representa el comportamiento de una conexión semirrígida, resulta imposible definir una especie de fronteras en las que sea posible decir que una conexión deja de ser de un tipo para convertirse en otro, pero la respuesta de cualquier conexión deber ser lo suficientemente clara para determinar un nivel de comportamiento significativo y útil. En la misma se presentan ejemplos de las conexiones de acuerdo a su tipo, podemos ver que la conexión 1, que está directamente soldada es bastante rígida, la conexión en el ejemplo 2 hecha con base en una placa es muy flexible, y finalmente el ejemplo 3 una conexión con ángulos en los patines superior e inferior de la viga es semirrígida.



**Figura 6.2 Curvas de conexiones momento-rotación ( $M_c - \theta_c$ ).**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.791.

En la Figura 6.1c se muestran los puntos (A y B) que son posiciones en las que las rotaciones se miden en pruebas a escala natural. El punto B está colocado lo más físicamente cerca posible a la sección del extremo de la viga, de tal manera que, la componente de flexión que experimenta la viga sea insignificante. Las rotaciones de los puntos A y B se miden con referencia en el espacio, de tal forma que la rotación real de la conexión está dada por la ecuación:

$$\theta_c = \theta_B \pm \theta_A \quad (6.2.1)$$

El comportamiento de la curva momento-rotación ( $M_c - \theta_c$ ) depende de una variedad de parámetros físico, como el tipo de conexión, el tamaño de los ángulos, las placas de extremo, las placas superiores e inferiores hasta el gramil en la posición de los tornillos. Algunos fenómenos como la concentración de esfuerzos en las discontinuidades de la conexión, como los agujeros para tornillos, extremos de soldadura, cambios de dirección en los elementos de conexión aunado a los esfuerzos residuales o de montaje, suelen dar como resultado fluencia local sujeta a cargas de servicio. El apoyo de la conexión también influye de gran manera a la rigidez total de la conexión, para el caso de vigas conectadas a los patines de una columna, se presentará una disminución de la rigidez si los patines de la columna son muy delgados, o si no se utilizan atiesadores entre los patines de las columnas. En el caso de una sola viga conectada al alma de una columna, una disminución de la rigidez puede ocurrir a menos que el patín de la viga también sea soldado a los patines de la columna.

### 6.3 Conexiones de cortante simples

Son conexiones que tienen la capacidad de transferir solamente cortante (y carga axial, si existe), sin momento. De esta manera los extremos de los miembros con conexiones de cortante simple son libres de rotar cuando están sujetos a carga. Esta suposición permite establecer un colchón de seguridad, ya que la conexión a cortante simple puede tomar una pequeña parte del momento, lo que reduce el momento positivo en el claro de la viga. El método, que se puede llamar conservador por lo anteriormente expuesto, tiene inconveniencias, como la aparición de esfuerzos no calculados en la conexión. Las conexiones de cortante simple son muy comunes para conectar una viga al alma

de una trabe, o al patín o alma de una columna, cuando en el análisis se supuso un apoyo simple de la viga (articulado). Esto da como resultado que las conexiones de viga a columna en marcos contraventeados cuenten con conexiones simples.

Las conexiones de córtate simple se clasifican en conexiones de doble dirección (doble lado), conexiones de una dirección (un solo lado) y conexiones de asiento.

1. Conexiones en dos direcciones: ejemplos de este tipo de conexión son las de doble ángulo y las de cortante de placa de extremo, y tienen las siguientes ventajas:
  - a. Son adecuadas cuando la reacción en el extremo es grande
  - b. Producen conexiones compactas (por lo general la totalidad de la conexión está contenida dentro de los patines de la viga soportada).
  - c. No es necesario considerar la excentricidad perpendicular al eje de la viga para gramiles factibles.
2. Conexiones en un sola dirección: ejemplos de este tipo de conexión son las de una placa, de un ángulo y de una te, proporcionan las siguientes ventajas:
  - a. Simplifican los procesos de fabricación y montaje al permitir la preparación en taller de elementos de conexión a los soportes.
  - b. Requieren el manejo de menos elementos de conexión, por lo tanto, reducen la mano de obra.
  - c. Proporcionan tolerancia suficiente para el montaje.
  - d. Brindan excelente seguridad durante el montaje.
3. Conexiones de asiento: proporcionan las siguientes ventajas sobre los otros tipos de conexiones:
  - a. Permiten la fabricación de vigas simples perforadas.
  - b. Puede unirse asientos al elemento soporte, simplificando el montaje
  - c. Tienen mejores tolerancias de montaje cuando se conecta una viga al alma de una columna.
  - d. Proporciona al encargado del montaje un medio para soportar la viga, mientras se alinean los agujeros de campo y se insertan los tornillos, mejorando el tiempo de montaje así como su simplicidad.
  - e. La longitud de la crujía de la estructura se mantiene con facilidad.
  - f. Para el caso de vigas de gran tamaño, las conexiones de asiento reducen el número de tornillos de campo, reduciendo el costo de la estructura.

Podemos agrupar las distintas conexiones como se observa en la Tabla 6.1.

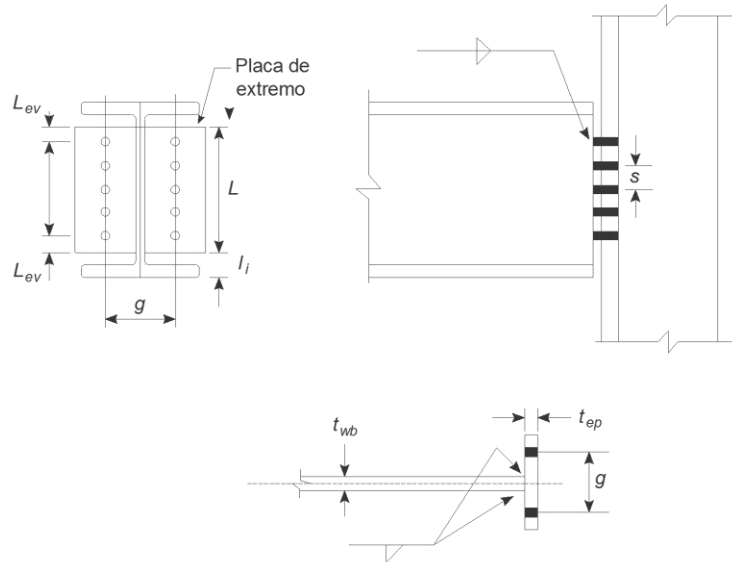
**Tabla 6.1 Clasificación de las conexiones de cortante simple.**

Conexiones en dos direcciones	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conexiones de ángulo doble</li> <li>• Conexiones de cortante de placa de extremo</li> </ul>
Conexiones en una dirección	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conexiones de una placa</li> <li>• Conexiones de un ángulo</li> <li>• Conexiones de te</li> </ul>
Conexiones de asiento	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conexiones de asiento atiesadas</li> <li>• Conexiones de asiento no atiesadas</li> </ul>

### 6.3.1 Conexiones de placa de extremo en cortante

Se trata de una placa rectangular llamada placa de extremo, que es perforada y soldada en taller al extremo de la viga soportada, con el plano de la placa perpendicular al eje longitudinal de la viga (Figura 6.3). La longitud,  $L$ , de la placa esta limitada por la dimensión  $T$  del alma de la viga ( $= d_b - 2k_b$ ), de esta manera la soldadura solo se encuentra en el alma de la viga y no en los patines. Es una práctica común que, el ensamble placa-viga se suelde en campo con el miembro de soporte, como se ve en la Figura 6.3, también se emplean gramiles grandes y placas delgadas para lograr flexibilidad. Las conexiones de placa de extremo en cortante pueden ser unidas a los patines de las columnas y a las almas de las trabes.





**Figura 6.3 Conexión de placa de extremo en cortante.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.812.

Con el fin de asegurar flexibilidad y capacidad de rotación de extremo adecuadas, la placa de extremo tiene una limitación en su espesor, éste no deberá ser menor de  $1/4$  in ni mayor de  $3/8$  [in]. Además, el espaciamento transversal de los agujeros en la placa de extremo, con gramil,  $g$ , debe entrar en el rango de  $3\frac{1}{2}$  a  $5\frac{1}{2}$  [in], mientras que las distancias al borde superior e inferior y a los lados deberá ser de  $1\frac{1}{4}$  [in].

Para proporcionar estabilidad lateral al patín de compresión, la placa deberá estar unida al alma de la viga lo más cerca posible a éste. Lo más común es que la placa de extremo sea soldada en taller al alma de la viga soportada con una soldadura de filete en cada lado, dichas soldaduras no debe ser rematadas a través del espesor del alma de la viga, esto con el fin de evitar la creación de una ranura en el alma de la viga. Por lo tanto, la longitud efectiva de la soldadura es la profundidad de la placa menos el doble del tamaño de la soldadura. Al colocarse la soldadura en ambos lados del alma de la viga, se debe revisar la resistencia de diseño a la ruptura por cortante del metal base del alma, además de la capacidad a cortante del depósito de soldadura. Es necesario que la placa de extremo tenga suficiente capacidad de cortante en la sección neta o en la total para transmitir la carga desde los conectores.

Durante la fabricación de estas conexiones se deben tomar medidas que establezcan un control estricto del corte de la viga en la longitud adecuada, también, se debe tener precaución para que los extremos de la viga estén escuadrados de modo que las placas en ambos lados sean paralelas. Es posible que en el campo sea necesario el uso de calzas para compensar las tolerancias en su fabricación.

Para la revisión de estas conexiones se debe asegurar que se cumplan con las siguientes resistencias o estados límite:

- Resistencia a cortante de los tornillos.
- Resistencia al aplastamiento de los tornillos en la placa de extremo y en el elemento de soporte.
- Fluencia por cortante de la placa de extremo.
- Ruptura por cortante de la placa de extremo.
- Resistencia de las soldaduras.
- Resistencia por ruptura de cortante del metal base (alma de la viga soportada).

- Resistencia a la ruptura por bloque de cortante de la placa de extremo.
- En el caso de vigas con extremos recortados (coped away) se requiere investigar la resistencia a cortante y a flexión de la sección de viga reducida por los cortes.

El diseñador, también debe de asegurar que el patín a compresión de la viga no se apoye en la viga o la columna de soporte, para que se desarrolle la presión de contacto.

Para estas conexiones la excentricidad no se toma en cuenta en el diseño de los tornillos o las soldaduras. La resistencia nominal de los tornillos en cortante simple, está dada por:

$$R_1 = 2nR_n \quad (6.3.1)$$

donde:

- $R_1$  = Resistencia nominal total de los tornillos de la junta a cortante simple.  
 $n$  = Número de filas de tornillos.  
 $R_n$  = Resistencia de diseño a cortante de un tornillo a cortante simple.

También, debe revisarse el aplastamiento en la placa de extremo y el miembro al que se conecta a ésta. Para el caso de aplastamiento en la placa de extremo, los dos tornillos del extremo (las dos filas superiores) con menor distancia libre tienen una menor resistencia al aplastamiento, por lo tanto:

$$R_2 = 2[(n - 1)R_{ni} + R_{ne}] \text{ lado placa} \quad (6.3.2)$$

$$R_{d3} = 2nR_n \text{ lado soporte} \quad (6.3.3)$$

donde:

- $R_{ni}$  y  $R_{ne}$  = Resistencia de diseño al aplastamiento de un tornillo interior y de extremo, respectivamente, con aplastamiento en la placa de extremo.  
 $R_n$  = Resistencia de diseño al aplastamiento de un tornillo apoyado en la trabe de soporte.

Para el alma de la viga soportada, el espesor mínimo que hace que la resistencia por ruptura de cortante del material del alma coincida con la resistencia a cortante de las dos líneas de soldaduras de filete, es:

$$t_{min} = \frac{6.19D}{F_{ub}} \quad (6.3.4)$$

donde:

- $F_{ub}$  = Resistencia última a la tensión del material de la viga soportada.  
 $D$  = Tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada.

### 6.3.1.1 Tablas de diseño para conexiones atornilladas/soldadas de placa de extremo en cortante (AISC)

Las tablas 10-4 del Manual AISC son una ayuda para el diseño de conexiones de placa de extremo en cortante atornilladas al miembro soportante y soldados a la viga soportada. La resistencias disponibles están tabuladas para materiales de soporte y soportados con un  $F_y = 50$  [Ksi] y  $F_u = 65$  [Ksi] y la placa de extremo fabricada en acero con  $F_y = 36$  [ksi] y  $F_u = 58$  [ksi]. La resistencia del electrodo se asume de 70 [ksi]. Todos los valores, incluyendo la resistencia disponible para los tornillos de deslizamiento crítico, se pueden obtener con la combinación de carga para diseño con LRFD y para las combinaciones de carga para diseño con ASD.

Las resistencias disponibles tabuladas de los tornillos y la placa de extremo consideran los estados límite de cortante del tornillo, aplastamiento del tornillo sobre la placa de extremo, fluencia por

cortante en la placa de extremo, ruptura a cortante de la placa de extremo y ruptura por bloque de cortante en la placa de extremo. Se incluyen valores para 2 a 12 filas verticales de tornillos de  $3/4$ ,  $7/8$  y de 1 [in] de diámetro, tipo A325, F1852 y A490 con un espaciamiento vertical de 3 [in].

Se supone que las distancias al borde de la placa de extremo  $L_{ev}$  y  $L_{eh}$  son de  $1\ 1/4$  [in].

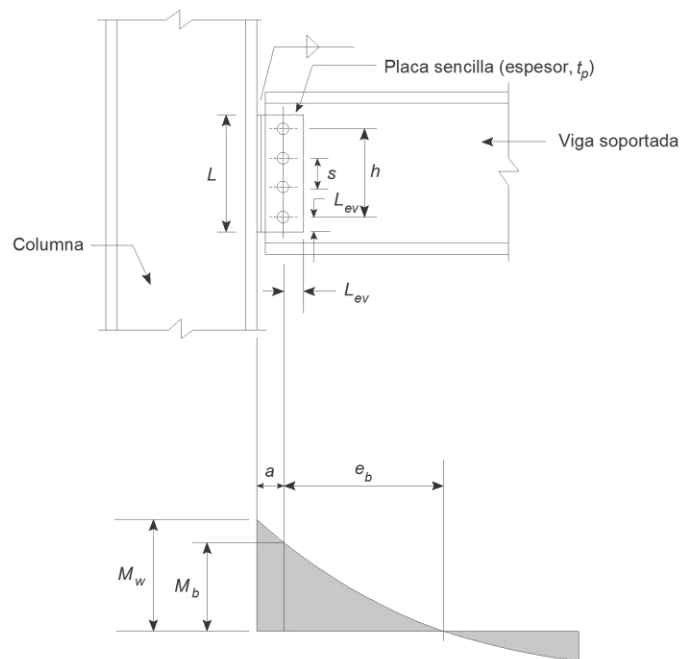
Los valores de resistencia disponible de la soldadura consideran el estado límite del cortante de la soldadura, al suponer una longitud de soldadura efectiva igual a la longitud de la placa de extremo menos el doble del tamaño de la soldadura. El espesor mínimo tabulado del alma de la viga requerida para que coincida con la resistencia del material de soldadura es encontrado con la ecuación (6.3.4). Cuando el espesor del alma a la que esta soldada la placa es menor que el dado en la tabla, debe reducirse la capacidad de soldadura que aparece en la tabla mediante la relación del espesor proporcionado al espesor requerido.

Las resistencias disponibles de los miembros soportantes por pulgada de patín o del espesor del alma, consideran el estado límite de aplastamiento del tornillo.

### 6.3.2 Conexiones de placa sencilla

Se trata de una conexión que consta de una placa rectangular, soldada en taller al miembro soportante a ambos lados del borde de la placa, con agujeros perforados para tornillos. La viga soportada se atornilla en campo a través del alma a la placa de conexión (Figura 6.4) La placa puede unirse al alma de una trabe soportante a uno o ambos patines de una columna soportante, este tipo de conexión no es adecuada para una conexión al alma de las columnas de soporte debido a los espacios libres entre tornillos. Como se mencionó la placa es soldada en taller al elemento de soporte, esto permite que la viga soportada sea montada de manera horizontal.

Los tornillos trabajan en cortante simple o sencillo, por lo tanto, se requiere del doble a diferencia de las conexiones de doble ángulo, pero las conexiones de placa sencilla utilizan una menor cantidad de material de conexión, esto hace que el uso de conexiones de placa sencilla sea más económico si se compara, nuevamente, con las conexiones de doble ángulo.



**Figura 6.4 Conexión de placa sencilla.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.816.

Otra ventaja de las conexiones de placa sencilla es que su montaje en campo resulta más seguro y rápido cuando se conectan vigas a lados opuestos de una trabe.

Es recomendable que se utilicen tornillos apretados en vez de pretensados para este tipo de conexiones, esto se debe a que los tornillos apretados permiten que la conexión tenga desplazamientos durante la construcción, evitando de esta manera un deslizamiento súbito, acentuado y evidente cuando el edificio se encuentre en uso.

Para niveles de carga bajos la placa de cortante tiene una alta rigidez, resultando en la formación de un momento en la conexión y la viga (Figura 6.4) equivalente a una carga excéntrica sobre los tornillos y soldaduras. La excentricidad tiene su origen en el punto de inflexión. Como resultado del momento la carga sobre la viga se incrementa, aumentando las cargas en la conexión y generan fluencia en la placa de cortante, este fenómeno causa que el punto de inflexión se mueva hacia el apoyo y, por lo tanto, en la falla, la excentricidad es pequeña.

### Procedimiento de diseño LRFD

El LRFD adoptó un procedimiento de diseño basado en el fenómeno discutido en los párrafos anteriores. Ensayos han demostrado que los momentos que se desarrollan en los extremos dependen de las propiedades geométricas y de los materiales, así como del espesor de la placa, número, tamaño y distribución de los tornillos y la flexibilidad del miembro de soporte. Debido a lo anterior, en las conexiones de placa sencilla, los tornillos deben estar diseñados para resistir el cortante,  $R_u$ , de la viga soportada y el momento excéntrico,  $R_u e_b$ . La excentricidad de los tornillos,  $e_b$ , que es la distancia de los tornillos al punto de inflexión de la viga, depende de la condición de soporte presente (flexible o rígida), también depende del tipo de agujeros utilizados en la placa, si estos son estándar o de ranura corta.

Un apoyo flexible posee una rigidez rotacional baja, lo que permite una rotación en el extremo de la viga, esta condición de extremo se puede desarrollar en conexiones de alma de viga a trabe de un lado, o en vigas de gran peralte conectadas a columnas relativamente ligeras.

Un apoyo rígido posee una rigidez rotacional alta que restringe la rotación en el extremo de la viga, que ocurre con más frecuencia dentro de la conexión de extremo. La condición descrita puede existir cuando una viga está conectada a un patín de columna o con dos conexiones concurrentes de alma de viga a trabe. Los valores de  $e_b$  se pueden obtener en función de las condiciones de soporte, ya sea flexible o rígido.

Para un apoyo flexible:

$$e_b = \max[|(n-1) - a|, a] \quad ; \text{para agujeros estandar} \quad (6.3.5)$$

$$e_b = \max\left[\left|\frac{2n}{3}\right| - a, a\right] \quad ; \text{para agujeros de ranura corta} \quad (6.3.6)$$

Para un soporte rígido:

$$e_b = |(n-1) - a| \quad ; \text{para agujeros estandar} \quad (6.3.7)$$

$$e_b = \left|\frac{2n}{3}\right| - a \quad ; \text{para agujeros de ranura corta} \quad (6.3.8)$$

donde:

- $e_b$  = Excentricidad de los tornillos.
- $a$  = Distancia entre la línea de tornillo y la línea de soldadura.
- $n$  = Número de tornillos.

La decisión de suponer el apoyo rígido o flexible queda a cargo del ingeniero. Si la condición de apoyo es confusa, es decir, está entre ambos extremos, y no es clasificable con facilidad, es posible utilizar, de manera conservadora, para el diseño el mayor valor calculado de  $e_b$ .

Las ecuaciones (6.3.5 a (6.3.8) son válidas para las conexiones de placa sencilla que satisfacen la relación  $2\frac{1}{2} \leq a \leq 3\frac{1}{2}$  [in].

La longitud mínima de la placa debe ser por lo menos igual a la mitad de la dimensión  $T$  de la viga soportada, con el fin de proporcionar estabilidad adecuada para la viga soportada durante el montaje. Si se utilizan conexiones de placa sencilla en vigas sin ninguna clase de apoyo lateral, para lograr estabilidad en cargas de servicio, el peralte mínimo de la conexión determinada, deberá aumentarse en una fila de tornillos. La longitud máxima de la placa, si la viga no está recortada, debe ser compatible con relación a la dimensión  $T$  y si la viga está recortada la longitud máxima debe ser compatible con el resto del peralte del alma, sin incluir los filetes.

Para evitar que la placa a flexión sufra pandeo local, se requiere que la placa tenga un espesor mínimo que se obtiene de un modelo conservador simple, que supone que una mitad del peralte de la placa está sujeto a compresión uniforme por flexión y se determina con la siguiente ecuación:

$$t_{p \min} = \max \left[ \frac{L}{234} \sqrt{\frac{F_y}{k}}, \frac{1}{4} \text{ in} \right] \quad (6.3.9)$$

donde:

- $L$  = Longitud de la placa.  
 $k$  = Coeficiente de pandeo de la placa, Tabla 6.2.

**Tabla 6.2 Coeficiente de pandeo de la placa.**

$2a/L$	$k$	$2a/L$	$k$
0.25	16	1	1.3
0.3	13	0.5	6
0.4	10	0.75	2.5

Para lograr una ductilidad rotacional en la conexión, el espesor máximo de la placa está limitado conforme la siguiente ecuación:

$$t_{p \max} = \max \left[ \left( \frac{d}{2} + \frac{1}{16} \right), t_{p \min} \right] \quad (6.3.10)$$

donde:

- $d$  = Diámetro del tornillo en [in].

Esta limitación asegura que las deformaciones por aplastamiento ocurran en los agujeros de los tornillos antes que el cortante en los tornillos.

La resistencia disponible de una conexión de placa sencilla se determina del estado límite aplicable para tornillos, soldadura y los elementos de conexión. Para todos los casos, la resistencia disponible,  $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ , deberá igualar o exceder la resistencia requerida,  $R_u$  o  $R_a$  respectivamente.

Para el estado límite de fluencia por cortante de la placa, la resistencia nominal de la conexión es:

$$R_n = (0.60F_{yp})Lt_p \quad (6.3.11)$$

Con

$$\phi = 1.00$$

$$\Omega = 1.50$$

La resistencia nominal,  $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ , de la conexión atornillada, si se considera la excentricidad de la línea de tornillos,  $e_p$ , que existe en la carga última de la conexión, es:

$$R_n = Cr_n \quad (6.3.12)$$

Con

$$\phi = 0.75$$

$$\Omega = 2.00$$

donde:

- $r_n$  = Resistencia de diseño de un solo tornillo en cortante simple.  
 $C$  = Coeficiente de la tabla 8-18 del Manual del LRFD, para una sola línea de tornillos en cortante excéntrico.

La resistencia de diseño de la conexión soldada, al tomar en cuenta la excentricidad en la línea de soldadura,  $e_w = e_b + a$ , que existe en la carga última de la conexión, es:

$$R_{dw} = CC_1DL_w \quad (6.3.13)$$

donde:

- $C$  = Coeficiente dado en la Tabla 8-38 a 8-45 del manual LRFD para grupos de soldadura cargados excéntricamente.  
 $C_1$  = Coeficiente para el electrodo utilizado (Tabla 8-37 del manual del LRFD).  
 $L_w$  = Longitud de la soldadura [in].  
 $D$  = Número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete.

### 6.3.2.1 Procedimiento de diseño AISC (ASD Y LRFD)

Las conexiones de placa sencilla que satisfagan las limitaciones dimensionales correspondientes pueden ser diseñadas utilizando el procedimiento de diseño simplificado para la configuración “convencional”. Otras conexiones de este tipo pueden ser diseñadas utilizando el procedimiento para configuración “extendida”, que es aplicable a cualquier configuración de conexiones de placa sencilla, sin importar la geometría de la conexión.

Tanto las configuraciones convencional y extendida permiten el uso de tornillos A325, F1852 o A490. El procedimiento es válido para tornillos que sean instalados, ya sea en ajuste apretado, pretensados o en deslizamiento crítico. Para ambas configuraciones las recomendaciones de diseño son igualmente aplicables al material de la placa y al del alma de la viga con  $F_y = 36$  [ksi] o 50 [ksi]. En ambos casos, la soldadura entre la placa sencilla y el soporte deberá tener un tamaño de  $\frac{5}{8} t_p$ , que desarrollara una resistencia de 36 [ksi] o 50 [ksi].

#### Configuración convencional

El siguiente método puede ser utilizado cuando sean satisfechas las siguientes limitaciones dimensionales:

1. Solo se permite una sola columna (fila vertical) de tornillos. El número de tornillos en la conexión,  $n$ , está limitado entre 2 y 12.
2. La distancia de la línea de tornillos a la línea de soldadura,  $a$ , debe ser igual o menor que  $3\frac{1}{2}$  [in].
3. Se permite el uso de agujeros estándar y de ranura corta.
4. La distancia al borde horizontal,  $L_{eh}$ , deberá ser igual o mayor a  $2d_b$ , tanto para la placa como para el alma de la viga. (La distancia  $L_{eh}$  se mide del centro del agujero o ranura).
5. La distancia al borde vertical,  $L_{ev}$ , deberá satisfacer los requerimientos en la Tabla 2.4, Tabla (Tabla J3.4 de las Especificaciones del AISC).
6. Cualquiera de los dos elementos, sea la placa o el alma de la viga, deberán satisfacer la relación  $t \leq \frac{d}{2} + \frac{1}{16}$  [in].

## Revisiones de diseño

La conexión deberá chequearse para cortante en tornillo, ruptura en el bloque de cortante, y aplastamiento de los tornillos.

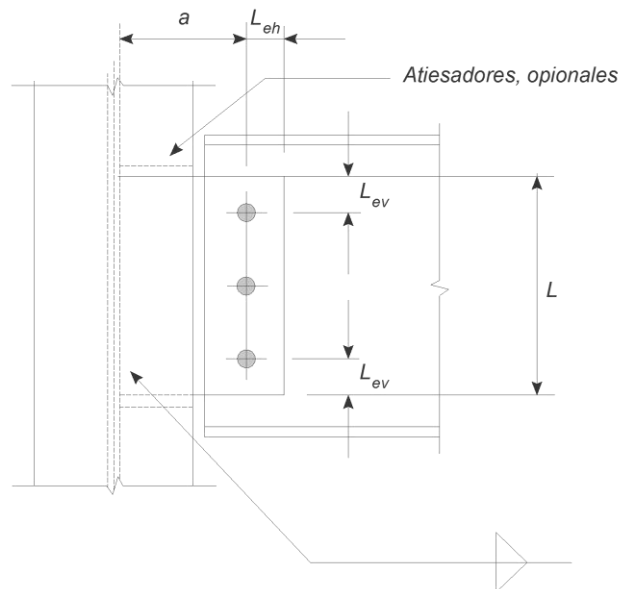
- Para agujeros estándar, la excentricidad puede ser ignorada cuando el número de tornillos,  $n$ , es menor o igual a 9. Para conexiones con 10 a 12 tornillos, utilice  $e = n - 4$  y multiplique por 1.25 en el coeficiente de excentricidad calculado,  $C$ . Para agujeros de ranura corta, la excentricidad puede ser ignorada hasta 12 tornillos.
- Verifique la placa por fluencia en la placa y ruptura a cortante. El pandeo en la placa no regirá para la configuración convencional.

**Configuración extendida**

El siguiente método es útil cuando las limitaciones dimensionales y otras del método convencional no pueden ser satisfechas. Este procedimiento puede ser usado para determinar la resistencia de una conexión de placa sencilla con múltiples filas verticales de tornillos o placas con la configuración extendida como se muestra en la Figura 6.5.

## Limitaciones dimensionales

1. El número de tornillos,  $n$ , no está limitado.
2. La distancia que va de la línea de tornillos a la línea de soldadura,  $a$ , no está limitada.
3. El uso de agujeros deberá satisfacer los requerimientos de la Tabla J3.3 Especificaciones AISC.
4. Las distancias al borde ya sean horizontales,  $L_{eh}$ , o verticales,  $L_{ev}$ , deberán satisfacer los requerimientos de la Tabla 2.4 (Tabla J3.4 de las Especificaciones del AISC).



**Figura 6.5 Conexión de placa sencilla extendida.**

Fuente: AISC, Inc.. (2006). *Steel Construction Manual*, pp.10-101.

## Revisiones de diseño

1. Determinar el grupo de tornillos requerido para cortante en el tornillo y aplastamiento en el tornillo con excentricidad  $e = a$  ( $a$  es la distancia del soporte a la primera fila de tornillos).
2. Determinar el espesor máximo permitido de la placa, tal que, el momento de la placa no exceda la resistencia del grupo de tornillos a cortante, de la siguiente manera:

$$t_{m\acute{a}x} = \frac{6M_{m\acute{a}x}}{F_y b^2} \quad (6.3.14)$$

donde:

- $M_{max}$  =  $1.25F_v A_b C'$   
 $1.25F_v$  = Resistencia a cortante de un tornillo individual de la Tabla 2.3 (Tabla J3.2 de las Especificaciones del AISC), multiplicada por un factor de 1.25 para eliminar la reducción.  
 $A_b$  = Área individual de un tornillo.  
 $C'$  = Coeficiente para un caso de solo momento (centro instantáneo de rotación en el centroide del grupo) Tablas 7-7 a 7-14 del manual AISC.  
 $b$  = Ancho de la placa.

El chequeo anterior es realizado en el nivel de esfuerzo nominal, porque se trata de asegurar ductilidad, no resistencia.

Excepciones:

- a) Para una sola fila vertical de tornillos el siguiente criterio no necesita ser satisfecho si, ya sea el alma de la viga o la placa satisface la relación  $t \leq \frac{d}{2} + \frac{1}{16} [in]$  y si ambas satisfacen  $L_{eh} \geq 2d_b$ .
- b) Para una doble fila vertical de tornillos, el siguiente criterio no necesita ser satisfecho si la placa y el alma e la viga satisfacen las relaciones  $t \leq \frac{d}{2} + \frac{1}{16} [in]$  y  $L_{eh} \geq 2d$ .
3. Revisar la placa por fluencia en cortante, ruptura a cortante y ruptura por bloque de cortante.
4. Revisar la placa para flexión con la reducción de cortante de von-Mises, es decir, revisar la resistencia disponible de fluencia por flexión de la placa,  $\phi M_n$  o  $M_n/\Omega$ , basado en un esfuerzo crítico,  $F_{cr}$ , de la siguiente manera:

$$F_{cr} = \sqrt{F_y^2 - 3f_v^2} \quad (6.3.15a)$$

$$M_n = F_{cr} Z \quad (6.3.16 b)$$

$$\phi = 0.9 \quad \Omega = 1.67$$

5. Revisar la placa por pandeo.

### 6.3.2.2 Tablas de diseño para conexiones de placa sencilla

Las tablas 10-9 del AISC son ayudas de diseño de conexiones de placa sencilla soldadas al miembro de soporte y atornilladas a la viga soportada. Las resistencias de diseño tabuladas para material de placa con  $F_y = 36 [ksi]$  y  $F_u = 58 [ksi]$ .

Los valores tabulados para resistencias de diseño consideran los estados límite de cortante en tornillo, aplastamiento de tornillo sobre la placa, fluencia por cortante de la placa, ruptura por cortante de la placa, ruptura por bloque de cortante de la placa y cortante de la soldadura.

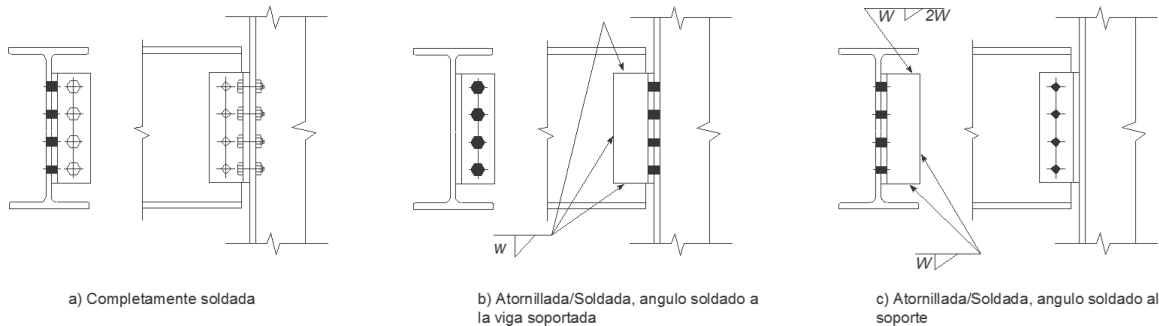
Aparecen valores para grupos de 2 a 12 tornillos de  $3/4, 7/8, 1$  y  $1 1/8 [in]$  de diámetro para tornillos A325, F1852 y A490, el espaciamiento vertical de los tornillos es de  $3 [in]$ . Para efectos de cálculo, se supone que la distancia al borde de la placa,  $L_{ev}$ , es la requerida por la especificación J3.10 y la Tabla 2.4 (J3.4 de las Especificaciones del AISC) y la distancia  $L_{eh}$  es de 2 veces el diámetro del tornillo. Los tamaños de soldadura tabulados son iguales a  $5/8 t_p$ .

Los valores tabulados están basados en  $a = 3 [in]$ ; sin embargo, pueden usarse de manera conservadora entre  $2 1/2$  y  $3 [in]$ . Los valores también son válidos para vigas soportadas lateralmente, todos los tipos de cargas, para tornillos instalados en ajuste apretado o pretensados, y para miembros soportados y soportantes de todos los grados de acero.



### 6.3.3 Conexiones de ángulo sencillo

Una conexión de ángulo sencillo se compone por un ángulo en un lado del alma de la viga soportada (Figura 6.6). Es una práctica común que el ángulo sea soldado o atornillado en taller al miembro de soporte (columna o trabe) y es atornillado al miembro soportado en el campo. Este tipo de conexiones pueden hacerse a las almas de las traveses de soporte (vigas primarias) y a los patines de las columnas de soporte. La unión en taller del ángulo al elemento de soporte, tiene la ventaja de proporcionar un montaje lateral del elemento soportado.



**Figura 6.6 Conexiones de ángulo sencillo, (a) Toda atornillada (b) Ángulo soldado a la viga soportada (c) Ángulo soldado al miembro de soporte.**

Fuente: AISC, Inc.. (2006). *Steel Construction Manual*, pp.10-122.

Sean  $L_B \times L_A \times t_a \times L$  las dimensiones del ángulo clip, con  $L_A$  como la longitud del lado del ángulo conectado a la viga soportada;  $L_B$ , la longitud del lado del ángulo conectado al elemento de soporte;  $t_a$ , el espesor del ángulo; y  $L$  la longitud del ángulo. Las siguientes recomendaciones y limitaciones deben tenerse en cuenta para el diseño de las conexiones de ángulo sencillo:

1. La longitud mínima del ángulo deber ser por lo menos la mitad de la dimensión  $T$  de la viga soportada, con la finalidad de proporcionar estabilidad adecuada para la viga al montarse.
2. La longitud máxima del ángulo debe ser compatible con la dimensión  $T$  de una viga sin recorte, y para una viga recortada (coped) el peralte del alma restante debe excluir los filetes.
3. El espaciamiento de conectores verticales se elige de forma arbitraria de 3 [in].
4. La distancia al extremo de los ángulos se fija en  $1\frac{1}{4}$  [in] de acuerdo con la Tabla 2.4 (Tabla J3.4 de las Especificaciones del AISC). Si se utilizan agujeros de ranura, las distancias al borde y al extremo deben ajustarse de acuerdo con los requisitos para agujeros estándar.
5. Las longitudes de ángulo de conexión estándar (se encuentra como  $L$  en las tablas) varían de  $5\frac{1}{2}$  a  $35\frac{1}{2}$  [in], y se emplean incrementos de 3 [in].
6. Debe usarse un espesor de ángulo mínimo de  $\frac{3}{8}$  [in] para tornillos de  $\frac{3}{4}$  y  $\frac{7}{8}$  [in] y de  $\frac{1}{2}$  [in] para tornillos de 1 [in].
7. Por lo general, se selecciona un ángulo de  $4 \times 3$  para un ángulo sencillo soldado al apoyo, para que el lado de 3 [in] sea el lado soldado. La soldadura se coloca a lo largo de la base y a través de la parte inferior del ángulo, con sólo un remate en la parte superior a una distancia que no exceda  $2w$  para proporcionar una flexibilidad de conexión adecuada.

Las conexiones de ángulo sencillo pueden ser fácilmente colocadas en el alma de la trabe soportante y a los patines de las columnas. Cuando se enmarquen en los patines de una columna, se debe tener precaución para una variación de fábrica en la profundidad de las columnas. Como el ángulo es frecuentemente unido en taller al patín de la columna, se puede utilizar un "juego" en los agujeros abiertos o ranuras horizontales en el ala del ángulo para proveer el ajuste necesario o para compensar la variación de fábrica.

### 6.3.3.1 Tablas de diseño para conexiones de ángulo sencillo completamente atornilladas

Las tablas 10-10 del manual AISC son una ayuda para el diseño de conexiones de ángulo sencillo totalmente atornilladas. Los coeficientes tabulados para grupos cargados excéntricamente,  $C$ , son útiles para determinar la resistencia disponible,  $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ , donde:

$$R_n = C \times r_n \quad (6.3.16)$$

$$\phi = 0.9 \quad \Omega = 1.67$$

donde:

- $C$  = Coeficiente de la Tabla 10-10 del manual del AISC, Tabla 9-11 del Manual del LRFD  
 $r_n$  = Resistencia nominal de un tornillo en cortante o en aplastamiento

### 6.3.3.2 Tablas de diseño para conexiones de ángulo sencillo atornilladas/soldadas

Las tablas 10-11 son una ayuda para el diseño de conexiones de ángulo sencillo atornilladas/soldadas. La resistencia del electrodo se asume como 70 ksi. En el caso extraño en que una conexión de ángulo sencillo deba ser soldada en campo, los tornillos de erección deberán ser colocados en el ala del ángulo que será soldada en campo.

Las resistencias disponibles de la soldadura son determinadas por el método del centro instantáneo de rotación utilizando la Tabla 8-11 del Manual AISC, con  $\theta = 0^\circ$ . Los valores tabulados asumen un espesor de la mitad de alma de  $1/4$  [in] y pueden ser utilizados, de manera conservadora, para espesores menores de la mitad del alma. Para espesores de la mitad del alma mayores a  $1/4$  [in], los valores tabulados deberán reducirse proporcionalmente en 8% para espesores de la mitad de alma de  $1/2$  [in]. El valor mínimo del patín de soporte o del grosor del alma tabulado es el espesor que coincida con la resistencia del elemento de soporte con la resistencia del material de soldadura. El espesor mínimo del material (para una línea de soldadura) puede ser calculado como:

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} \quad (6.3.17)$$

Donde,  $D$ , es el número de dieciseisavos en el tamaño de la soldadura y  $F_u$  es el esfuerzo del material. Cuando las soldaduras se alinean en los lados opuestos del soporte, el grosor mínimo es la suma del espesor requerido para cada soldadura. En cualquier caso, cuando un espesor menor que el mínimo espesor del material está presente, la resistencia disponible tabulada de la soldadura deberá ser multiplicada por la relación del espesor dado con el espesor mínimo.

### 6.3.4 Conexiones de te

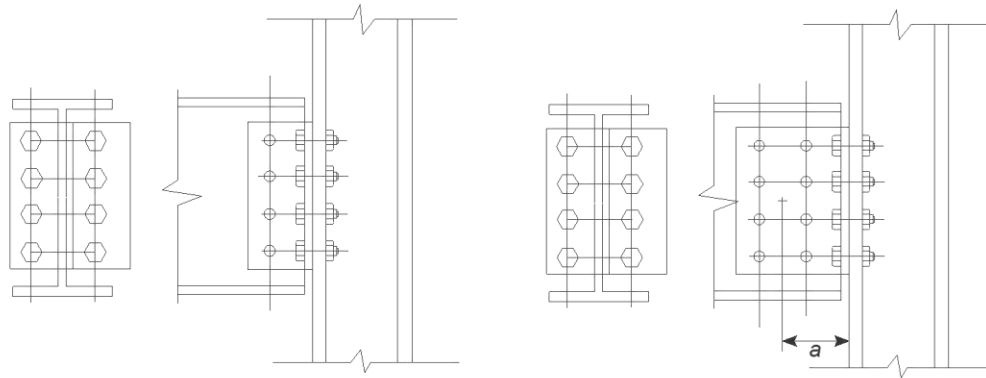
Una conexión de te se hace con una te estructural, como se ve en la Figura 6.7. Es aconsejable que la te sea atornillada o soldada en taller al miembro soporte y atornillada en campo a la viga soportada.

Cuando la te es soldada al miembro soporte, se debe proveer a la conexión de una flexibilidad adecuada. En la Figura 6.7, se colocan líneas de soldadura en la base del patín del perfil te con un remate en la parte superior de la te. Se debe evitar soldar a través de toda la parte superior, de hacerlo, se inhibiría la flexibilidad y, por lo tanto, la rotación necesaria de la conexión. El desempeño de la conexión resultante no sería el esperado para una conexión a cortante simple.

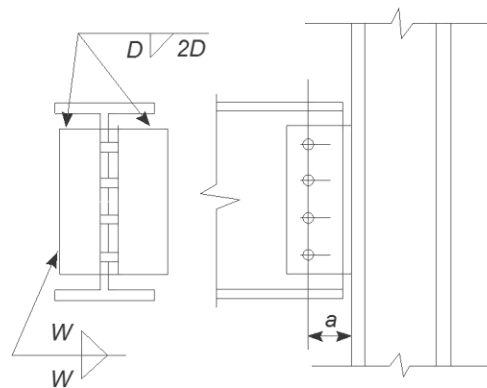
#### Verificaciones de diseño

La resistencia de diseño de una conexión de te es determinada a partir de los estados límite aplicables para tornillos, soldaduras y los elementos conectados. Para todos los casos, la resistencia de diseño  $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ , deberá igualar o exceder la resistencia requerida  $R_u$  o  $R_a$ , respectivamente.

La excentricidad deberá ser considerada cuando se determine la resistencia de diseño de una conexión de te. Para lograr un apoyo flexible, los tornillos o las soldaduras que unan el patín del perfil te al miembro de soporte deberán de ser diseñados para cortante,  $R_u$  o  $R_a$ . Además, los tornillos a través del alma del perfil te deben ser diseñados para el cortante y el momento excéntrico,  $R_u a$  o  $R_a a$ , donde  $a$  es la distancia de la cara del soporte al centroide del grupo de tornillos en el alma de la te.



(a) Completamente soldadas



(b) Atornilladas/Soldadas

**Figura 6.7 Conexiones de te, (a) Conexión de te completamente atornillada, (b) Conexión de te Atornillada/Soldada.**

Fuente: AISC, Inc.. (2006). *Steel Construction Manual*, pp.10-128.

Para un soporte rígido, los tornillos o soldaduras que unan el patín del perfil te al miembro de soporte deben ser diseñados para cortante y momento excéntrico; los tornillos a través del alma deberán diseñarse para cortante.

#### Recomendaciones de diseño

Para brindar estabilidad durante el montaje, se recomienda que la longitud mínima de la te sea de la mitad de la dimensión  $T$  de la viga soportada. La longitud máxima de la te deberá ser compatible con la dimensión  $T$  de la viga carece de recorte o con el restante del peralte del alma sin incluir los filetes, si la viga esta recortada.

Para este tipo de conexiones no existen tablas de diseño.

## 6.3.5 Conexiones de asiento

### 6.3.5.1 Conexiones de asiento no atiesadas

Una conexión de asiento no atiesada se hace con un ángulo de asiento y un ángulo superior, en una conexión de este tipo el extremo de la viga descansa sobre el lado sobresaliente del ángulo de asiento, mientras el otro lado del ángulo es soldado o atornillado al miembro soporte. Es común que el ángulo de asiento sea conectado en taller al miembro de soporte. Este tipo de conexión es la más popular cuando se requiere conectar una viga al alma de una columna, aunque también se pueden ver conexiones de asiento no atiesadas utilizadas para conectar una viga a los patines de columnas. Es posible que se utilicen para conectar vigas al alma de una trabe soporte (viga primaria) cuando se cuenta con el espacio en la viga soporte (peralte) para colocar el ángulo de asiento. Se debe dejar una holgura del borde, o también llamada espacio libre de la viga de  $1/2$  [in] este espacio está entre la viga y la superficie del miembro soporte (Figura 6.8). Con el fin de proporcionar apoyo lateral y de torsión al extremo de la viga, se utiliza un pequeño ángulo, conocido como ángulo superior o de sujeción.

El funcionamiento de estas conexiones se basa en la suposición en la que el lado sobresaliente del ángulo de asiento, que actúa como una viga voladiza, soporta la totalidad de la reacción de extremo de la viga soportada, transfiriéndola al miembro de soporte. Las conexiones de asiento no atiesadas son buenas para apoyar cargas relativamente pequeñas. El ángulo con las mayores dimensiones utilizado para una conexión de asiento estándar, no atiesada es un  $L8 \times 4 \times 1 \times 0'8$ ". La capacidad de este ángulo es de 150 [kips] cuando se atornilla o suelda a una columna.

#### 6.3.5.1.1 Conexiones atornilladas de asiento no atiesadas

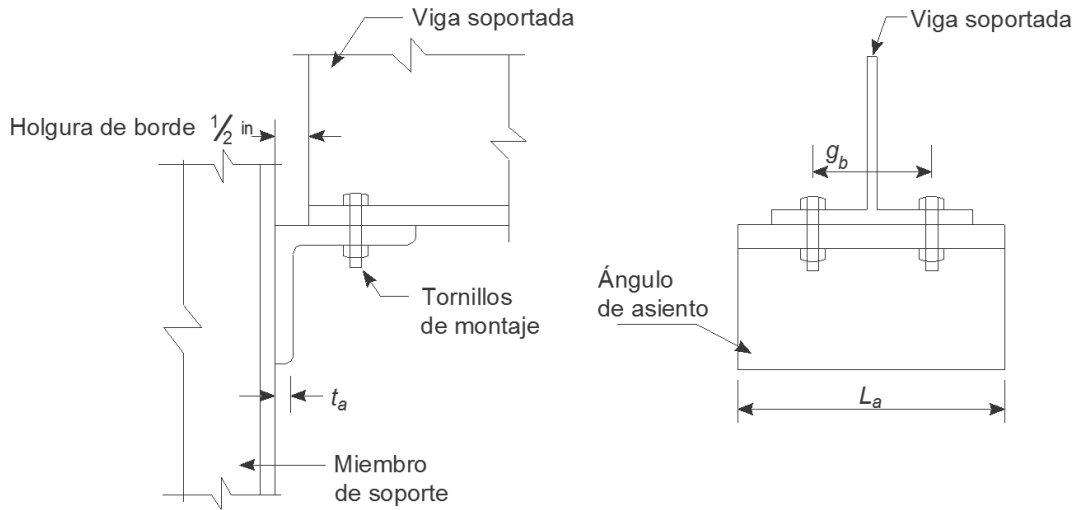
##### Recomendaciones de diseño

Las siguientes recomendaciones y limitaciones deben tenerse en cuenta al diseñar este tipo de conexiones, también, es aconsejable un análisis de los detalles mostrados en la Figura 6.8.

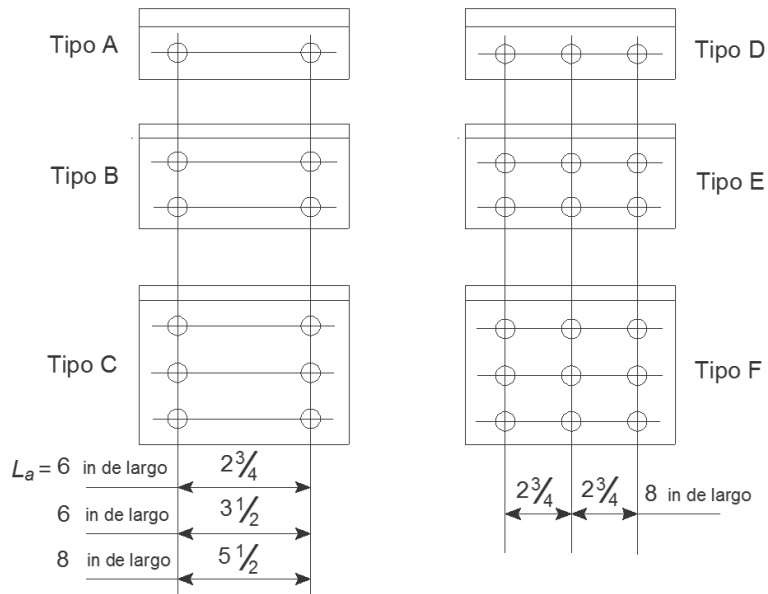
1. Nominalmente, el extremo de una viga sobre asiento debe tener una holgura alrededor de  $1/2$  [in] antes de la cara del miembro de soporte al que está unido el ángulo de asiento, esto se hace para considerar el posible aumento de la longitud de la viga debido al proceso de corte.
2. Como se mencionó en el punto anterior, la viga soportada tiene una holgura de borde, nominal, de  $1/2$  [in]. Pero, la capacidad del lado o ala sobresaliente se basa en una holgura de lado de  $3/4$  [in], considerando un aumento en la longitud de la viga en el proceso de corte.
3. El tamaño del ala o lado sobresaliente no debe ser menor que 3 [in]. La práctica común es que tengan un tamaño de 4 [in] de ancho, esto proporciona, debido a las reducciones anteriores, un atea de apoyo de  $3\frac{1}{4}$  [in], medido de forma longitudinal a lo largo del alma de la viga soportada. No es aconsejable el uso de anchos mayores, ya que se ha comprobado que las reacciones que requieran de anchos mayores a  $3\frac{1}{4}$  [in], o que excedan la capacidad de los asientos no atiesados, requieren de asientos atiesados.
4. El espesor del ángulo de asiento va de  $3/8$  a 1 [in].
5. La longitud del ángulo de asiento suele ser de 6 u 8 [in] (Figura 6.8), estas longitudes son compatibles con las distancias de gramil  $3\frac{1}{2}$  y  $5\frac{1}{2}$  in, que se usan comúnmente en el detallado de las columnas. Si se aumentara la longitud de los ángulos de asiento, se estaría aumentando la rigidez del lado sobresaliente, pero la capacidad de carga no aumentaría de manera sustancial, porque la capacidad, también, se encuentra en función del espesor del alma de la viga soportada.
6. Las distancias de gramil utilizadas en los lados verticales, deben proporcionar espacios libres aceptables para poder ensamblar los tornillos. El número máximo de filas (horizontales) de tornillos es de 3, con base en un tamaño del lado vertical de 8 in para el ángulo de asiento.

El tamaño del lado vertical se determina cuando se suman los espacios libre mínimos requeridos, el espaciamiento vertical de los tornillos y la distancia mínima al borde quedan sujetos a los requerimientos especificados la Tabla 2.4 (Tabla J3.4 de las Especificaciones AISC)

7. La elección de la disposición de tornillos de la Tipo A a la F (Figura 6.10b), se basa en el miembro estructural de soporte. Puede ser que una conexión peraltada como la Tipo C, no sea práctica para una conexión de viga trabe, debido al peralte limitado de la trabe. Para el caso de una conexión de asiento al alma de una columna  $W10$  suele utilizarse una longitud de ángulo de 6 [in].  
Para almas de columnas  $W12$  y mayores, se acostumbra usar una longitud de ángulo de asiento de 8 [in].
8. El ángulo superior no está diseñado para transferir alguna carga. Su comportamiento debe ser flexible, de esta manera, se acomoda mejor a la rotación del extremo de la viga. Para la mayor parte de las conexiones, resulta adecuado el uso de ángulos con un espesor que va de  $1/4$  a  $3/8$  [in]. El tamaño de ángulo superior que es seleccionado la mayoría de las veces es el  $L4 \times 4 \times 1/4, 6$  [in] de largo. Este ángulo cuenta con dos tornillos a cada lado, aun cuando se utilicen vigas largas y pesadas. Los tornillos especificados para asegurar el ángulo superior, por lo general, suelen ser de  $3/4$  [in] de diámetro. La disposición de agujeros ranurados en el lado vertical del ángulo, proporciona espacio para realizar ajustes de excesos o recortes en el peralte de la viga. El ángulo superior mantiene al patín superior de la viga soportada en posición, contribuyendo de manera significativa a la resistencia a la inestabilidad, éste ángulo también actúa como apoyo lateral para el patín superior de la viga, sin introducir momentos en el extremo.
9. Los patines superior e inferior de la viga son cortados en los extremos, de ser necesario, para proporcionar al menos  $1/2$  [in] de holgura para montaje entre los patines de la columna.



a)



Disposiciones de tornillos

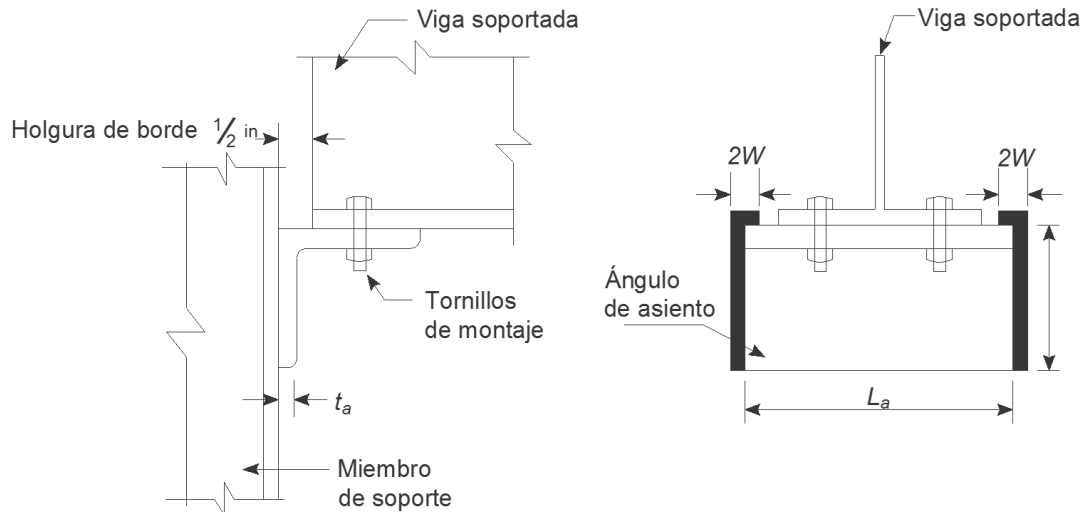
b)

**Figura 6.8 Detalles de las conexiones asiento no atiesadas totalmente atornilladas.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 825.

**6.3.5.1.2 Conexiones soldadas de asiento no atiesadas**

Se utilizan dos soldaduras verticales, una en cada extremo del ángulo de asiento (Figura 6.9) para transferir la reacción en el extremo de la viga del ángulo de asiento al miembro de soporte. Dichas soldaduras, deberán ser rematadas en la parte superior del ángulo de asiento, en una distancia de alrededor  $2w$ . La longitud del ángulo de asiento se diseña para que se extienda, por lo menos,  $1/2$  [in] en cada lado del patín de la viga soportada.

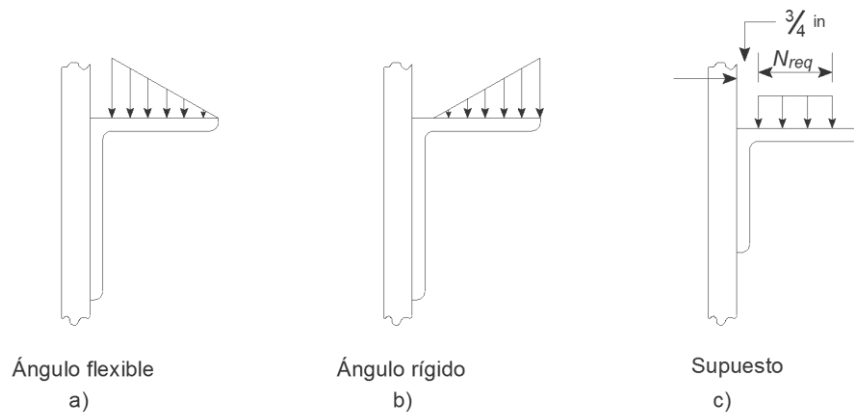


**Figura 6.9 Detalles de las conexiones de asiento no atiesadas totalmente soldadas.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 827.

### Estados Límite de Resistencia

Pruebas realizadas en conexiones de asiento no atiesadas indican que los ángulos de asiento más delgados (flexibles) tienden a distribuir la reacción hacia la parte vertical del lado sobresaliente (Figura 6.10a), mientras que los asientos más gruesos (rígidos) tienden a concentrar la reacción en la base del lado sobresaliente (Figura 6.10b). Para poder diseñar el ángulo de asiento no atiesado de una conexión se necesita basarse en la suposición que dice que la reacción está uniformemente distribuida a todo lo largo (Figura 6.10c).



**Figura 6.10 Distribución de los esfuerzos de aplastamiento en un ángulo de asiento.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 828.

Los distintos estados límite de resistencia de una conexión de asiento no atiesada para una columna son:

- Fluencia local del alma de la viga soportada.
- Inestabilidad del alma de la viga soportada.
- Resistencia a flexión del lado del ángulo de asiento.
- Resistencia a cortante del lado del ángulo de asiento.
- Resistencia de tornillos o soldaduras.

Fluencia local del alma de la viga soportada

De acuerdo con la sección J10-2 de las Especificaciones AISC, la resistencia de diseño del alma de la viga, correspondiente al estado límite de fluencia local del alma con  $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ :

$$R_n = (2.5k_b + N)F_{yb}t_{wb} \quad (6.3.18)$$

$$\phi = 1.0 \quad \Omega = 1.50$$

donde:

- $k$  = Coeficiente de la Tabla 10-10 del manual del AISC, Tabla 9-11 del Manual del LRFD.
- $N$  = Resistencia nominal de un tornillo en cortante o en aplastamiento.
- $t_{wb}$  = Espesor del alma de la viga soportada, [in].
- $F_{yb}$  = Esfuerzo de fluencia del alma de la viga, [ksi].

Las especificaciones LRFD (Sección K1-3) determinan la resistencia a través de la misma fórmula pero expresada en constantes, que posteriormente están tabuladas, de tal manera que la ecuación quedaría de la siguiente forma:

$$R_{dWY} \equiv \phi R_n = \phi R_1 + N(\phi R_2) \quad (6.3.19)$$

donde:

- $R_{dWY}$  = Resistencia de diseño del alma de la viga, correspondiente al estado límite de fluencia local del alma, [kips].
- $\phi R_1$  =  $\phi(2.5k_b t_{wb} F_{yb})$ , kips
- $\phi R_2$  =  $\phi(t_{wb} F_{yb})$  kips/in.

Para cualquier perfil W de acero laminado ( $F_y = 50$  [ksi]), la resistencia de diseño  $R_{dWY}$  puede determinarse a partir de las constantes  $\phi R_1$  y  $\phi R_2$  dadas en la tabla 9-5 del Manual del LRFD. Cuando se trate de una viga grande con una reacción pequeña, esta ecuación puede dar un valor negativo de  $N$ . Para evitar esta inconsistencia, las especificaciones requieren que  $N$  sea tomado como valor no menor al de  $k_b$ . Se obtiene:

$$N_1 \geq \text{máx} \left[ \frac{R_u - \phi R_1}{\phi R_2}, k_b \right] \quad (6.3.20)$$

**Inestabilidad del alma de vigas soportadas**

De acuerdo con la sección J10-3 de las Especificaciones AISC, la resistencia de diseño del alma de la viga correspondiente al estado límite de inestabilidad del alma sujeta a fuerza de compresión concentrada (reacción de extremo) es  $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ :

- (i) Para  $\frac{N}{d_b} \leq 0.2$

$$R_n = 0.40t_{wb}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_b} \right) \left( \frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yb}t_{fb}}{t_{wb}}} \quad (6.3.21)$$

$$\phi = 0.75 \quad \Omega = 2.0$$

Donde:

- $d_b$  = Peralte total de la viga soportada, [in].
- $t_{fb}$  = Espesor del patín de la viga soportada, [in].

- (i) Para  $\frac{N}{d_b} > 0.2$



$$R_n = 0.40t_{wb}^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d_b} - 0.2 \right) \left( \frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yb}t_{fb}}{t_{wb}}} \quad (6.3.22)$$

$\phi = 1.0 \quad \Omega = 1.50$

Las especificaciones LRFD (Sección K1-3) determinan la resistencia a través de la misma fórmula pero expresada en constantes tabuladas. A continuación se presentan las fórmulas para obtener las constantes, como las presentadas anteriormente (6.3.21 y (6.3.22) :

$$\phi R_3 = \phi_r (0.40t_{wb}^2) \sqrt{\frac{EF_{yb}t_{fb}}{t_{wb}}} \quad (6.3.23)$$

$$\phi R_4 = \phi_r (0.40t_{wb}^2) \left( \frac{3}{d_b} \right) \left( \frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \sqrt{\frac{EF_{yb}t_{fb}}{t_{wb}}} \quad (6.3.24)$$

$$\phi R_5 = \phi_r (0.40t_{wb}^2) \left[ (1 - 0.2) \left( \frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yb}t_{fb}}{t_{wb}}} \quad (6.3.25)$$

$$\phi R_6 = \phi_r (0.40t_{wb}^2) \left( \frac{4}{d_b} \right) \left( \frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \sqrt{\frac{EF_{yb}t_{fb}}{t_{wb}}} \quad (6.3.26)$$

Para cualquier perfil W de acero laminado ( $F_y = 50 \text{ ksi}$ ), la resistencia de diseño por inestabilidad del alma puede determinarse a partir de los coeficientes  $\phi R_3$ ,  $\phi R_4$ ,  $\phi R_5$  y  $\phi R_6$ , obtenibles de la Tabla 9-5 de Manual del LRFD. Por lo tanto:

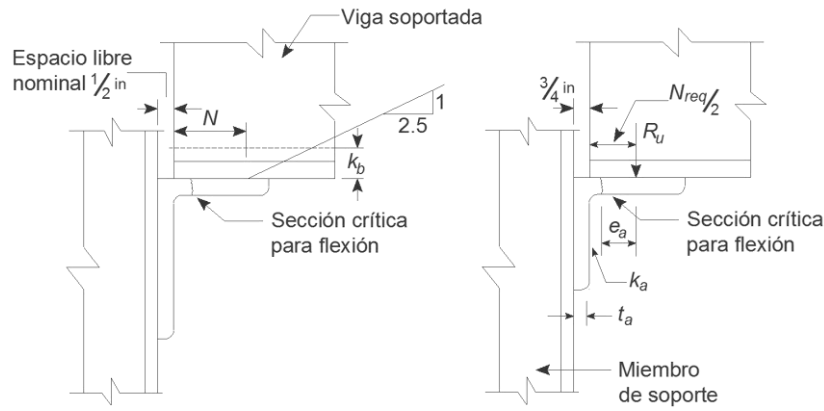
$$N_2 \geq \frac{R_u - \phi_r R_3}{\phi_r R_4} \text{ para } \frac{N}{d_b} \leq 0.2 \quad (6.3.27a)$$

$$N_2 \geq \frac{R_u - \phi_r R_5}{\phi_r R_6} \text{ para } \frac{N}{d_b} > 0.2 \quad (6.3.28b)$$

Obtenemos:

$$N_{req} = \max[N_1, N_2] \quad (6.3.28)$$

Es poco probable que ocurra inestabilidad en el alma con vigas de patín ancho laminado sujetas a cargas uniformemente distribuidas, a menos que el claro sea muy corto, si se le compara con el peralte de la viga. Sin embargo, puede tratarse de un modo de falla importante para conexiones de asiento atiesadas con vigas de soporte que tienen almas delgadas.



**Figura 6.11 Estado límite de flexión del ángulo de asiento.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 830.

**Resistencia a flexión del ángulo de asiento**

La falla más común en un ángulo de asiento no atiesado es debida a la flexión, el ángulo de asiento debe tener la resistencia requerida a la flexión para transferir toda la reacción de la viga a los tornillos o las soldaduras en el lado vertical. El lado inferior de la viga sufre tensión a medida que se carga, produciendo un alargamiento. Como el patín inferior de la viga soportada se encuentra constantemente unido al ángulo de asiento por tornillos o por soldadura, la rotación del extremo de la viga genera una fuerza que presiona la base del ángulo contra el miembro de soporte, eliminando la flexión del lado vertical. De lo anterior, sabemos que la sección crítica a flexión se localiza en el lado horizontal del ángulo.

Se toma en la base del filete (unión de las alas del ángulo) del lado sobresaliente del ángulo de asiento, localizado a una distancia  $k$  del ángulo, medido de la base al ángulo. Con el fin de simplificar el diseño, generalmente, se define a la sección suponiendo un radio de filete de  $3/8$  [in] para todos los tamaños de ángulo utilizados como ángulos de asiento.

Se puede resumir lo siguiente: la sección crítica está a una distancia  $k_a = t_a + 3/8$  [in], medido desde la parte vertical del ángulo (Figura 6.11). La reacción de la viga actúa en el centroide de la distribución de esfuerzos de aplastamiento. Se puede diseñar de manera conservadora suponiendo que la reacción actúa en todo el centro del ancho de contacto, generalmente  $3 1/4$  [in]. Si se opta por un método menos conservador, se supone que la reacción actúa en el centro de la longitud de aplastamiento requerida,  $N_{req}$  (6.3.28) si se mide desde el extremo de la viga. Como se mencionó antes, la capacidad del lado sobresaliente se basa en una holgura de  $3/4$  [in]. Considere  $e_a$ , la excentricidad de la reacción de la viga  $R_u$ , en relación con la sección crítica. Se obtiene lo siguiente:

$$e_a = \left( \frac{N_{req}}{2} + \frac{3}{4} \right) - (t_a + 3/8) = \left( \frac{N_{req}}{2} - t_a + 3/8 \right) \tag{6.3.29}$$

Por lo tanto el momento es:

$$M_u = R_u e_a \tag{6.3.30}$$

De lo anterior, el estado límite de flexión del ángulo puede expresarse de la siguiente manera:

$$R_u e_a \leq M_{da} \rightarrow R_u \leq \frac{M_{da}}{e_a} \equiv R_{dfa} \tag{6.3.31a}$$

Con

$$R_{dfa} = \frac{\phi_b L_a}{4 e_a} t_a^2 F_{ya} \quad (6.3.32b)$$

donde:

- $R_u$  = Reacción de extremo de la viga sujeta a cargas factorizadas, [kips].  
 $R_{dfa}$  = Resistencia de diseño del ángulo de asiento correspondiente al estado límite de flexión, [kips].  
 $t_a$  = Espesor del lado del ángulo de asiento, [in].  
 $L_a$  = Longitud del lado de asiento, [in].  
 $e_a$  = Excentricidad de la viga en relación con la sección crítica, [in].  
 $F_{ya}$  = Esfuerzo de fluencia del ángulo de asiento, [ksi].  
 $N_{req}$  = Longitud de apoyo requerida, [in].

### Resistencia a cortante de ángulos de asiento (solo LRFD)

El ángulo de apoyo debe tener la capacidad adecuada para transferir la reacción de extremo de viga a los tornillos o las soldaduras del lado vertical. Por lo tanto:

$$R_{dva} \equiv \phi_v R_n \geq R_u \quad (6.3.32a)$$

donde

$$R_{dva} = \phi_v (0.6 F_{ya}) L_a t_a \quad (6.3.33b)$$

donde:

- $R_{dva}$  = Resistencia de diseño a cortante del lado del ángulo de asiento, [kips].  
 $\phi_v$  = Factor de resistencia (= 0.90)

### Resistencia de diseño de tornillos (LRFD)

Los tornillos encargados de conectar el lado vertical del ángulo de asiento al soporte deben tener la capacidad adecuada para transmitir la reacción factorizada de la viga,  $R_u$ , al soporte. Para el diseño de éstos tornillos, se desprecia el momento debido a la excentricidad de la carga en el grupo de tornillos. Por lo tanto, los tornillos se encuentran en cortante sencillo, con aplastamiento sobre el ángulo de asiento y el miembro de soporte. Para determinar el número de tornillos requeridos  $n_{req}$ , se utiliza la siguiente ecuación:

$$n_{req} \geq \frac{R_u}{R_n} \quad (6.3.33a)$$

donde:

- $R_n$  = Resistencia de diseño a cortante de un tornillo en cortante simple.

A continuación se elige una disposición de tornillos conveniente (Tipos A a F), posteriormente se revisa la resistencia de diseño al aplastamiento del material de la placa para el aplastamiento de tornillos sobre el ángulo de asiento:

$$r_{ni} + r_{ne} \geq R_u \quad (6.3.34b)$$

donde:

- $r_{ni}$  = Resistencia de diseño a cortante de un tornillo interno en cortante simple.  
 $r_{ne}$  = Resistencia de diseño a cortante de un tornillo externo en cortante simple.

### Resistencia de diseño de las soldaduras (LRFD)

Para las soldaduras que conectan los lados verticales del ángulo de asiento con el soporte debe tomarse en cuenta la flexión debida a la excentricidad de la carga. La excentricidad se basa en la longitud de aplastamiento requerida,  $N_{req}$ , y no en el valor real proporcionado,  $n$  (por lo general  $3\frac{1}{4}$  [in] para un tamaño de ángulo de asiento de 4 [in]). La resistencia de éstas soldaduras se calcula con bajo la suposición que dice que la parte inferior del ángulo se presiona contra la cara de la columna, y que el centro de rotación de la soldadura está en el tercio inferior. Se debe omitir el remate  $2w$  de la parte superior para calcular la resistencia de la soldadura.

Para obtener el tamaño de la soldadura debemos basarnos en la suma de los vectores de los esfuerzos de cortante y tensión causados por la flexión. Considere a  $W_y$  y  $W_z$  las fuerzas verticales y horizontales, respectivamente, de la garganta de una soldadura de longitud unitaria en la fibra extrema superior de la soldadura. Por lo tanto, el equilibrio de fuerzas de cortante y de momento que actúan sobre la conexión es:

$$W_y = \frac{R_u}{2L}; \frac{R_u}{2} e = \frac{W_z}{2} \times \frac{2L}{3} \times \frac{2L}{3} \rightarrow W_z = \frac{9 R_u e}{4 L^2}$$

La fuerza resultante en la soldadura de longitud unitaria es:

$$W_u = \sqrt{W_y^2 + W_z^2} = \frac{R_u}{2L} \sqrt{1 + 20.25(e/l)^2}$$

Sea  $D$  la dimensión de la soldadura de filete en dieciseisavos de pulgada, además, si suponemos que se utiliza el proceso de soldadura SMAW y un electrodo E70, tenemos:

$$W_u \leq W_d = 1.392D \rightarrow R_u \leq R_{dw} \quad (6.3.34^a)$$

donde:

$$R_{dw} = \frac{2(1.392D)L}{\sqrt{1 + 20.25(e/l)^2}} \quad (6.3.35b)$$

- $R_{dw}$  = Resistencia de diseño de soldaduras (E70) que conectan el ángulo de asiento con el soporte, [kips].
- $D$  = Número de dieciseisavos de in en el tamaño de la soldadura.
- $e$  = Excentricidad de la relación de extremo de la viga en relación con las líneas de soldadura, [in].
- =  $l_B/2 + 3/8$  [in]
- $L$  = Dimensión del lado vertical del ángulo de asiento, [in].
- $l_B$  = Longitud del lado sobresaliente del ángulo de asiento, [in].

### Tablas de diseño para conexiones de asiento no atiesadas totalmente atornilladas.

Las Tablas 10-5 del Manual AISC son una ayuda de diseño para las conexiones de asiento no atiesadas totalmente atornilladas. Las resistencias de diseño del ángulo de asiento están tabuladas, asumiendo un tamaño de lado sobresaliente de 4 [in]. El material del ángulo con  $F_y = 36$  [ksi] y  $F_u = 58$  [ksi], mientras que el material de la viga es de  $F_y = 50$  [ksi] y  $F_u = 65$  [ksi]. Todos los valores se proporcionan para una posible comparación entre la combinación de cargas LRFD y ASD.

Las resistencias de diseño se obtuvieron al considerar estados límite de fluencia por flexión y fluencia por cortante del lado sobresaliente del ángulo de asiento, para el alma de la viga, se toman en cuenta la fluencia local y la inestabilidad del alma. Se tomó una holgura de borde nominal de  $1/2$  [in], sin embargo, esta holgura se incrementa a  $3/4$  [in] para propósitos de cálculo previamente explicados.

Las resistencias de diseño de tornillos están tabuladas para las conexiones de asiento de los Tipos A a F, mostrados en la Figura 6.8, para tornillos de alta resistencia A325, F1852 y A490 con diámetros de  $3/4$ ,  $7/8$  y  $1$  [in]. Es posible ajustar el espaciamiento vertical de tornillos y los gramiles en los ángulos de asiento para cumplir con las condiciones siempre y cuando se apeguen a lo previsto en las Especificaciones AISC J3. También se identifican en esa tabla los tamaños y espesores de ángulo disponibles para los diferentes tipos de asiento.

#### Tablas de diseño para conexiones de asiento no atiesadas totalmente soldadas.

Las Tablas 10-6 del Manual AISC son una ayuda de diseño de conexiones de asiento no atiesadas totalmente soldadas. La resistencia de diseño del asiento están tabuladas asumiendo tamaños del lado sobresaliente de  $3\ 1/2$  a  $4$  [in], el material del ángulo con  $F_y = 36$  [ksi] y  $F_u = 58$  [ksi], mientras que el material de la viga es de  $F_y = 50$  [ksi] y  $F_u = 65$  [ksi]. La resistencia del electrodo se asume de  $70$  [ksi]. Las resistencias de diseño se obtuvieron al considerar estados límite de fluencia por flexión y fluencia por cortante del lado sobresaliente del ángulo de asiento, para el alma de la viga, se toman en cuenta la fluencia local y la inestabilidad del alma. Se tomó una holgura de borde nominal de  $1/2$  [in], sin embargo, esta holgura se incrementa a  $3/4$  [in] para propósitos de cálculo previamente explicados.

La resistencias de diseño de la soldadura tabuladas, se calculan empleando el método elástico de vectores, también se encuentran tabulados los espesores mínimos y máximos de ángulo disponibles para los diferentes tamaños de ángulo de asiento seleccionados. Aunque los valores tabulados están basados en electrodos con resistencia de  $70$  [ksi], también pueden utilizarse para otros electros, sólo se deben multiplicar las resistencias de soldadura tabuladas por el factor  $(F_{EXX}/70)$ , donde  $F_{EXX}$  es la resistencia de la soldadura empleada. Si las combinaciones de espesores de material y el tamaño de soldadura seleccionados de la Tabla 10-6 exceden los límites de las Especificaciones AISC Sección J2.2, el tamaño de soldadura o el grosor del material deberá incrementarse tanto como sea requerido.

De Salmon y Johnson (1996), la resistencia de diseño  $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$  de las soldaduras al soporte (previamente explicadas para el LRFD) son:

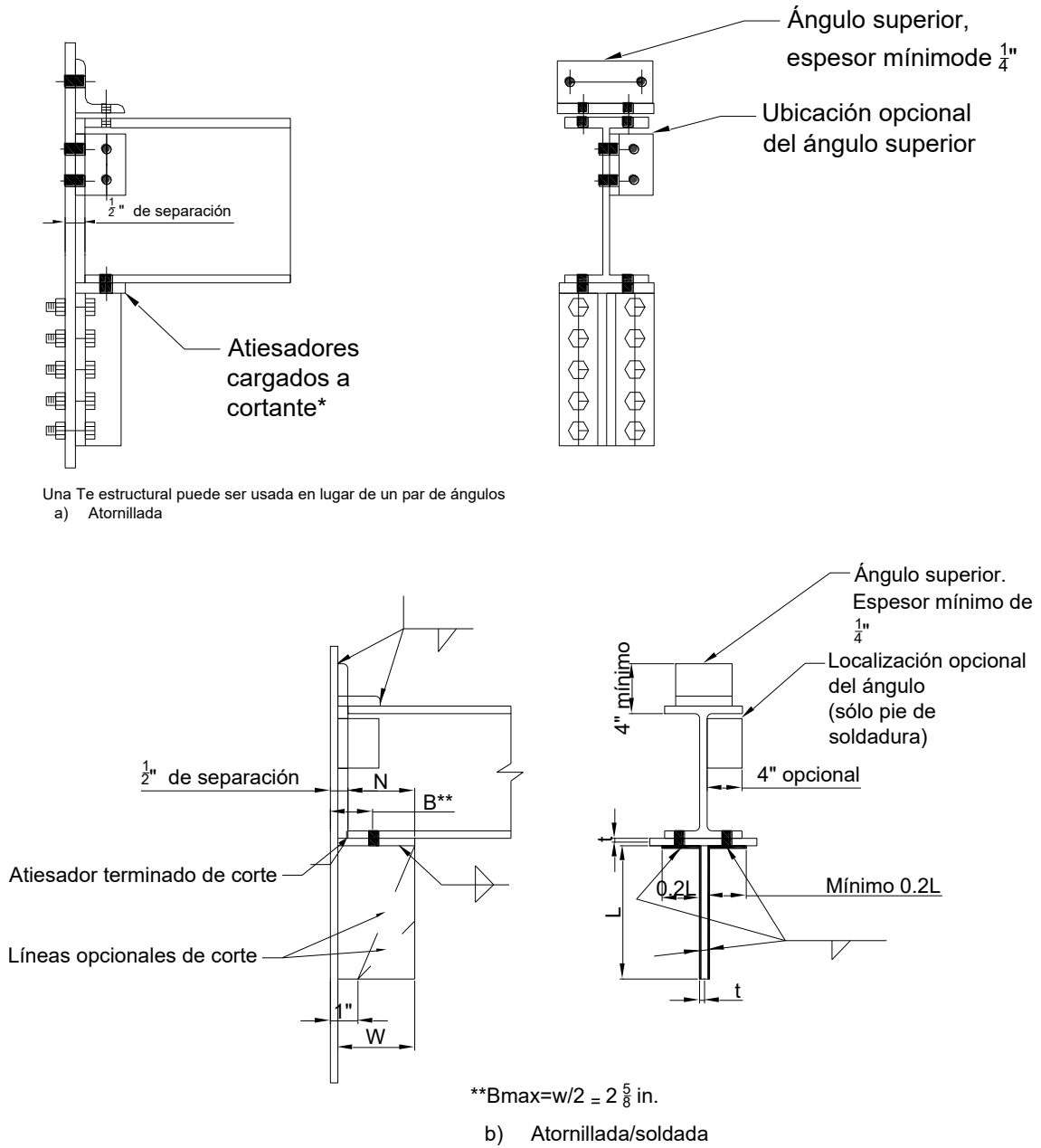
LRFD	ASD
$\phi R_n = \frac{2(1.392D)L}{\sqrt{1 + 20.25(e/l)^2}}$	$\frac{R_n}{\Omega} = 2 \frac{0.928DL}{\sqrt{1 + 20.25(e/l)^2}}$

El termino en el denominador que toma en cuenta la excentricidad,  $e$ , incrementa el tamaño de la soldadura más allá del tamaño requerido solo para cortante, pero con asientos en ambos lados del alma del miembro soportado, las fuerzas debidas a la excentricidad reaccionan la una contra otra y se elimina su efecto en el alma.

Para conexiones idénticas en ambos lados del soporte, el espesor mínimo de soporte será menor de  $3/16$  [in], por lo tanto, el espesor del alma soportante, generalmente, no es una preocupación.

#### 6.3.5.1.3 Conexiones de asiento atiesadas

Una conexión de asiento atiesada consta de una placa de asiento, un elemento rigidizante y un ángulo superior. La conexión de asiento atiesada se usa para soportar reacciones de vigas demasiado grandes, para las que un solo ángulo de asiento de espesor estándar, pueda resistir los momentos flexionantes resultantes. Los asientos atiesados pueden ser atornillados o soldados. Si se usa un ángulo de asiento atornillado, éste puede utilizarse junto con el atiesador, mientras que si pretende utilizar soldadura, se puede usar un asiento en forma de Te.



**Figura 6.12 Conexiones de asiento atiesadas.**

Fuente: AISC, Inc.. (2006). *Steel Construction Manual*, pp.10-93.

La viga puede ser apoyada sobre el asiento de dos formas, una puede ser a lo largo del plano del atiesado y otra es a 90° del plano de éste.

En las conexiones de asiento atiesado, el elemento atiesador o rigidizante es mucho más rígido que el lado sobresaliente del asiento y, por lo tanto, se supone que soporta toda la carga. Estas conexiones también suelen usarse en vigas conectadas al alma de las columnas. También se emplean en vigas a patines de columnas.

Existen dos tipos de carga en asientos atiesados:

- Cuando la reacción es soportada con el alma de la viga directamente alineada con el plano del elemento rigidizante, como se muestra en la Figura 6.12a.

- Cuando la viga se orienta de modo que el plano del alma de la viga está a 90° del plano del elemento rigidizante, una ménsula de columna que soporta una trabe de grúa es un ejemplo.

Las conexiones de asiento atiesadas, como las no atiesadas, sólo deben usarse cuando un ángulo superior evite la rotación de la viga alrededor de su eje longitudinal en los soportes. Estas conexiones son analizadas como conexiones de cortante simple, bajo el tipo 2 de acuerdo con el ASD.

La excentricidad en el caso de las conexiones atornilladas es despreciada en el diseño, pero es considerada en los cálculos de las conexiones soldadas.

El ángulo de la parte superior puede ser atornillado o soldado a la viga de soporte, así como el elemento de soporte y el elemento de refuerzo pueden ser atornilladas o soldadas al soporte. La placa de asiento debe ser atornillada a la viga soportada.

#### 6.3.5.1.4 Conexión atornillada de asiento atiesado

Las conexiones atornilladas de asiento suelen incluir un par de ángulos, llamados ángulos atiesadores, colocados bajo una placa de asiento. La placa de asiento suele ser  $\frac{3}{8}$  o  $\frac{1}{2}$  [in] de espesor. La dimensión de la placa de asiento, paralela a la viga está basada en la longitud de apoyo requerida,  $N_{req}$ , para evitar la fluencia local del alma y la inestabilidad del alma, a menos que se proporcionen atiesadores a ésta. Los ángulos del atiesador eliminan el asiento de flexión, por lo tanto es conveniente tener sus lados sobresalientes extendidos lo más cerca posible de la base del asiento. Aunque al calcular el área de contacto, la longitud efectiva de aplastamiento del atiesador, debe suponerse que es  $\frac{3}{4}$  [in] menos que la longitud de contacto del lado sobresaliente. Por lo tanto es posible expresar la resistencia de diseño al aplastamiento de los ángulos del atiesador con la ayuda de la siguiente ecuación:

$$R_{dbst} = 0.75(1.8F_{yst})(2) \left( b_{st} - \frac{3}{4} \right) (t_{st}) \quad (6.3.35)$$

donde:

$$\begin{aligned} b_{st} &= \text{Tamaño del lado sobresaliente del ángulo atiesador, [in].} \\ t_{st} &= \text{Espesor del ángulo del atiesador, [in]} \\ F_{yst} &= \text{Esfuerzo de fluencia del ángulo atiesador, [ksi]} \end{aligned}$$

En el caso de que se utilice una T estructural en lugar de un par de ángulos, se deberá eliminar el multiplicador 2 que aparece en la ecuación (6.3.35). Los ángulos atiesadores en par, también pueden separarse por medio de una placa espaciadora o de relleno, para ajustar los gramiles de la columna, y disponer puntos atornillados de manera similar a la de una columna de doble ángulo cuando los ángulos no están en contacto.

La tabla 10-7 del Manual del AISC es una ayuda para el diseño de asientos atiesados atornillados. El esfuerzo disponible para diseño al aplastamiento para acero  $F_y = 36$  [ksi] y  $F_u = 58$  [ksi], y acero con  $F_y = 50$  [ksi] y  $F_u = 58$  [ksi]. Los valores tabulados consideran el estado límite por aplastamiento en los atiesadores. En los ángulos atiesadores, las longitudes sobresalientes de atiesador ( $b_{st}$ ) de  $3\frac{1}{2}$ , 4 y 5[in], y para cinco espesores diferentes de lados sobresalientes del atiesador. El proyectista debe controlar de forma independiente la fuerza disponible del alma de la viga sobre la base de los estados límites de resistencia local del alma y aplastamiento del alma.

La resistencia de diseño del tornillo se tabula para dos filas verticales de 3 a 7 tornillos y de  $\frac{3}{4}$  [in] a 1[in] de diámetro, en tornillos ASTM A325, F1852 y tornillos de alta resistencia A490, basados en el estado límite de cortante en el tornillo.

### 6.3.5.1.5 Conexiones soldadas de asiento atiesadas

En la Figura 6.12b, la placa superior o placa de asiento suele hacerse de  $3/8$  o  $1/2$  [in] de espesor. La longitud de la placa de asiento debe ser mayor que el ancho del patín de la viga soportada, y la placa atiesadora, no debe ser menor que el espesor del alma de la viga. La conexión de asiento atiesada se suelda en el taller al miembro del soporte en la posición plana o baja.

Las soldaduras al elemento de soporte corren a todo lo largo de la longitud  $L$  y a cada lado de la placa atiesadora, después corren en forma horizontal a lo largo del lado inferior de la placa de asiento. La longitud de cada soldadura horizontal será de  $1/5$  a  $1/2$  de pulgada de la soldadura vertical.

La conexión de asiento atiesada debe diseñarse para proporcionar una longitud adecuada de apoyo a la viga soportada, para evitar pandeo de la placa atiesadora que une el asiento con el elemento de soporte.

Se supone que la reacción de la viga,  $R_u$ , actúa a una distancia  $1/2 N_{req}$ , medida a partir del borde libre de la placa atiesadora. Donde  $N_{req}$ , ahora es la longitud de apoyo requerida por la fluencia local del alma y por la inestabilidad del alma, la excentricidad resultante es:

$$e = W - \frac{N_{req}}{2} \quad (6.3.36)$$

La conexión que une al asiento y a las placas atiesadoras con el elemento de soporte, está sujeto a cortante directo,  $R_u$ , y a un momento flexionante,  $R_u e$ . El esfuerzo normal en la soldadura se calcula sobre el supuesto de que las soldaduras solas resisten el momento. Además, los esfuerzos determinados de forma tradicional son los de tensión en la parte superior del grupo de soldadura. Diferentes pruebas han demostrado que los asientos atiesados diseñados sobre la base de que los esfuerzos de compresión en el extremo inferior más alejado de la soldadura vertical, son mayores. Por lo cual se tienen amplios márgenes de seguridad en relación con la falla. Se supone que la longitud del segmento horizontal es un porcentaje del segmento vertical. Por simplicidad, se supone que el peralte  $d$  es igual a  $L$  y el ancho  $b$  es igual a  $0.4L$ , para el caso 6 de la Tabla 4.2.1., en el que la soldadura es considerada como un segmento de línea se obtiene que:

$$A_l = d \left( \frac{b}{d} + 2 \right) = L \left( \frac{0.4L}{L} + 2 \right) = 2.4L$$

$$S_{xl} = \frac{d^2 \left( 2 \left( \frac{b}{d} \right) + 1 \right)}{3} = \frac{L^2 \left( 2 \left( \frac{0.4L}{L} \right) + 1 \right)}{3} = \frac{1.8L^2}{3} = 0.6L^2$$

$$A_l = 2.4L; \quad S_{xl} = 0.6L^2 \quad (6.3.37)$$

Por lo tanto, la componente vertical y horizontal resultantes de una soldadura de longitud unitaria, localizada en la parte superior de la soldadura, son:

$$W_y = \frac{R_u}{2.4L}; \quad W_z^* = \frac{R_u e}{0.6L^2} \quad (6.3.38)$$

$$W_u^* = \sqrt{(w_y)^2 + (w_z^*)^2} = \frac{R_u}{2.4L} \sqrt{1 + 16 \left( \frac{e}{L} \right)^2} \quad (6.3.39)$$

donde:

$$W_u^* = \text{Fuerza resultante en la soldadura crítica de longitud unitaria.}$$

Sí  $R_n$ , es la resistencia de diseño de la soldadura de longitud unitaria proporcionada, se debe de cumplir que:



$$W_u^* \leq R_n \quad (6.3.40)$$

Suponiendo electrodos E70 y una soldadura de tamaño  $D$ , la capacidad del asiento atiesado puede expresarse como:

$$R_{dw} = \Phi R_n \geq R_u \quad (6.3.41)$$

con

$$R_{dw} = \frac{(1.392D)(2.4L)}{\sqrt{1 + 16\left(\frac{e}{L}\right)^2}} \quad (6.3.42)$$

donde

- $R_u$  = Reacción de extremo de la viga sujeta a cargas factorizadas, [kips]
- $R_{dw}$  = Resistencia de diseño de la soldadura, [kips].
- $e$  = Brazo del momento.

Para la placa atiesadora sujeta a carga excéntrica, el esfuerzo máximo de aplastamiento en el borde externo del atiesador, sujeto a carga factorizada y al suponer comportamiento elástico, está dado por:

$$f_p = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{R_u}{W_{st}} + \frac{6R_u(W - N)}{2t_{st}W^2} = \frac{R_u(4W - 3N)}{t_{st}W^2}$$

El esfuerzo de aplastamiento  $f_p$ , no debe de exceder el esfuerzo de aplastamiento nominal ( $1.8F_{yst}$ ). Al reorganizar, se obtiene que:

$$t_{st} \geq \frac{R_u(4W - 3N)}{\phi(1.8F_{yst})W^2} \quad (6.3.43)$$

Donde

- $R_u$  = Reacción de extremo de la viga sujeta a cargas factorizadas, [kips].
- $F_{yst}$  = Esfuerzo de fluencia del material atiesador, [kips].
- $N$  = Longitud de contacto de la viga, [in].
- $t_{st}$  = Espesor de la placa atiesadora, [in].
- $W$  = Ancho de la placa atiesadora, [in].
- $\phi$  = Factor de resistencia (=0.75).

Por lo tanto la placa atiesadora debe tener resistencia a la flexión adecuada. Es decir:

$$M_{dst} \geq M_{ust} \quad (6.3.44)$$

con

$$M_{ust} = R_u e; \quad M_{dst} = \phi S_{xst} F_{yxst}; \quad S_{xst} = \frac{1}{6} t_{st} L^2 \quad (6.3.45)$$

donde:

- $M_{ust}$  = Momento flexionante en el atiesador que actúa como viga voladiza
- $M_{dst}$  = Resistencia a la flexión de la placa atiesadora

La Tabla 9-9 del Manual del LRDF para conexiones de asiento atiesadas atornilladas/soldadas, proporciona tablas de resistencia de diseño para diferentes asientos de vigas atiesados, de 4 a 9 [in], y distintos tamaños y longitudes de soldadura,  $L$ . Las cuales consideran lo siguiente:

1. Las cargas de diseño están basadas en el uso de electrodos E70. Para utilizar otros electrodos se debe multiplicar el valor que aparece en la tabla por el factor  $F_{EXX}/70$ , donde  $F_{EXX}$  es la resistencia del material de soldadura usado, siempre y cuando la soldadura y el metal base satisfagan los requisitos de la sección J2 de las especificaciones del LRFD.
2. La longitud de la placa de asiento (dimensión perpendicular a la longitud de la viga) es un poco mayor que el ancho del patín de la viga soportada. El espesor de la placa de asiento debe ser de  $3/8$  o  $1/2$  [in].
3. Considerando que la placa atiesadora elimina la flexión del asiento, es recomendable tener su lado sobresaliente extendido lo más cerca posible del borde del asiento. Para efectos de cálculo, se debe considerar que el ancho efectivo de este lado sobresaliente que soporta al asiento se toma como su longitud real menos  $3/4$  [in].
4. El espesor mínimo de la placa atiesadora no debe ser menor que el espesor del alma de la viga,  $t_{wb}$ , multiplicado por la relación entre los esfuerzos de fluencia de la viga y de la placa atiesadora, así como se muestra en la siguiente ecuación

$$t_{st} \geq \frac{t_{wb}F_{yb}}{F_{yst}} \quad (6.3.46)$$

5. El espesor mínimo de la placa atiesadora debe ser por lo menos 2 veces el tamaño de soldadura E70 requerido cuando  $F_y$  de la ménsula es 36 [ksi], ni 1.5 veces cuando  $F_y = 50$  [ksi].

$$\begin{aligned} t_{st} &\geq 2w \text{ para atiesadores con } F_y = 36 \text{ ksi} \\ t_{st} &\geq 1.5w \text{ para atiesadores con } F_y = 50 \text{ ksi} \end{aligned} \quad (6.3.47)$$

Basado en la idea de que el atiesador debe resistir toda la capacidad de cortante de las dos soldaduras.

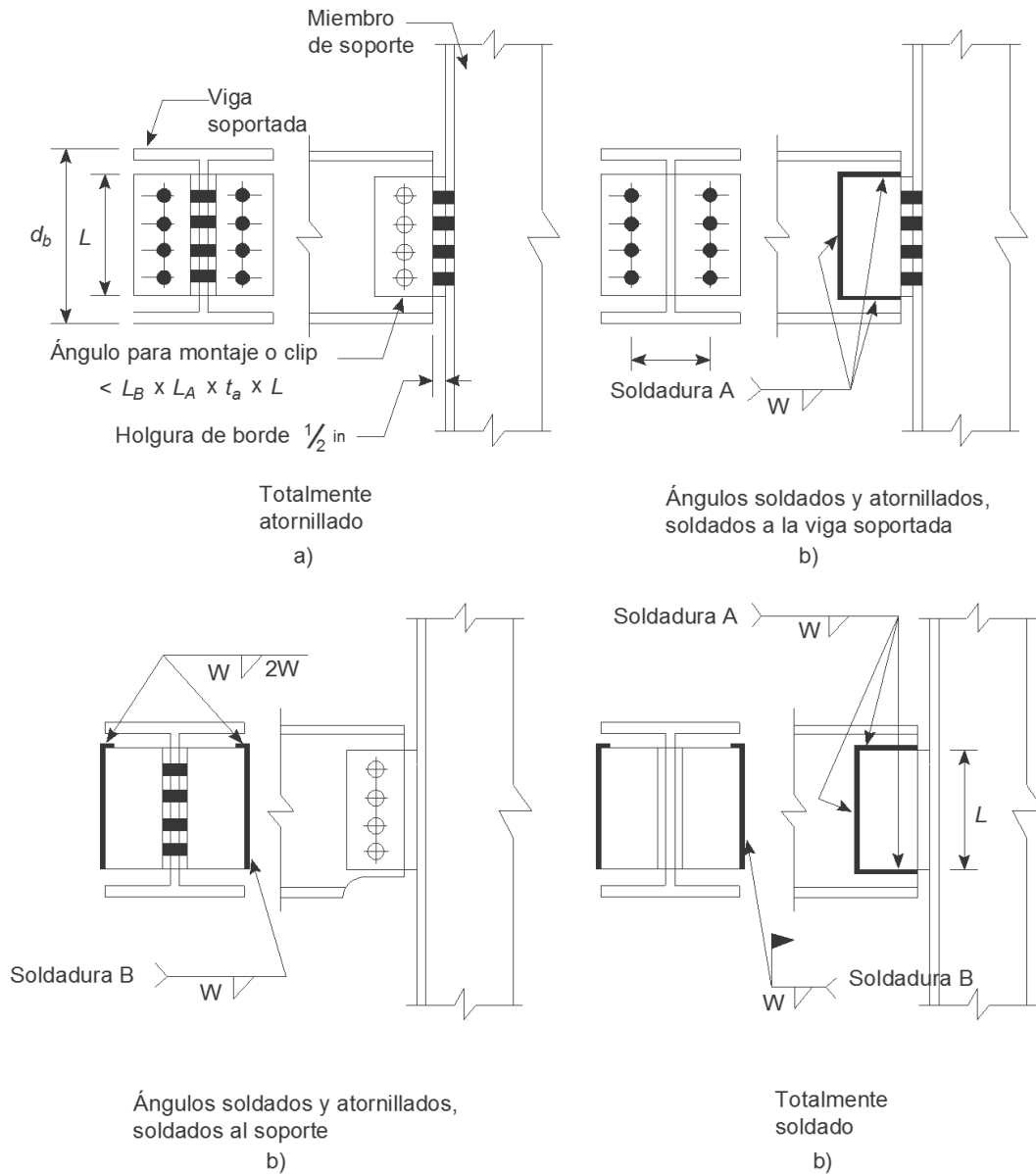
6. La relación ancho-grosor del lado sobresaliente del atiesador debe satisfacer el criterio de pandeo local.

$$\frac{W}{t_{st}} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \quad (6.3.48)$$

7. Las combinaciones de espesores de material y tamaños de soldadura deben cumplir con las limitaciones del tamaño mínimo de soldadura de la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones del AISC)
8. En el caso de asientos alineados en lados opuestos del alma de una columna de material  $F_y = 50$  [ksi], se debe seleccionar un tamaño de soldadura E70 no mayor a 0.76 del espesor del alma de la columna. Esto asegura que cuando la soldadura está bajo esfuerzo completo, el material conectado (base) no será sometido a exceso de esfuerzo.
9. La viga soportada puede conectarse a la ménsula de asiento con tornillos o soldaduras de campo.

### 6.3.6 Conexiones de Doble Ángulo

Como su nombre lo dice, una conexión de doble ángulo se integra por un par de ángulos, también conocidos como ángulos ensambladores. Estos ángulos suelen conectarse en taller al alma de la viga soportada, los lados salientes de los ángulos se conectan en campo al alma de la trabe, al patín o alma de una columna. En la Figura 6.13, se muestran las conexiones de doble ángulo más comunes para transferir las acciones de extremo en edificios.

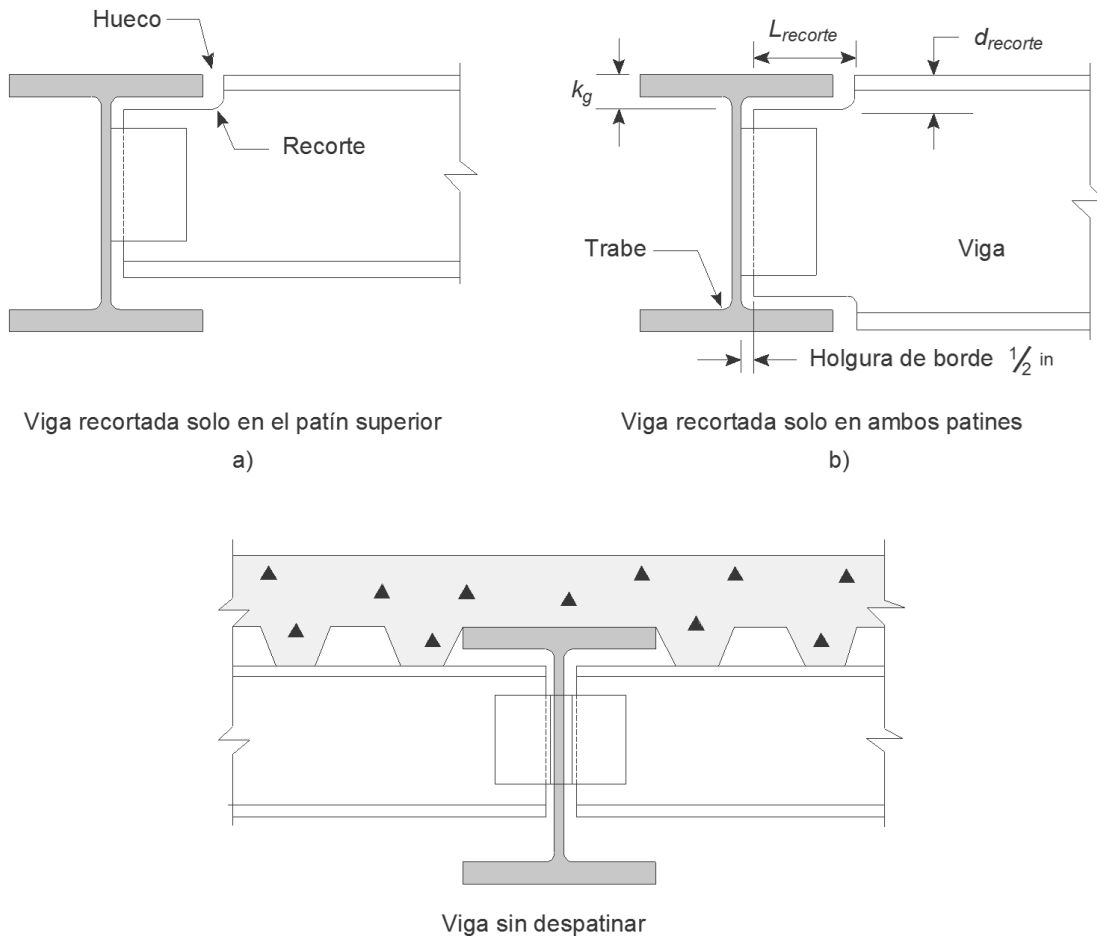


**Figura 6.13 Conexiones de doble ángulo.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 797.

En el caso de las conexiones con ángulos dobles, se deja  $\frac{1}{2}$  [in] de holgura entre el extremo de la viga y la columna para permitir la posibilidad de que la viga tenga un tamaño diferente al especificado dentro de las tolerancias, sin que tengan que hacer modificaciones adicionales.

Cuando la viga y la trabe a la que se une deben quedar al ras, el extremo de la viga soportada debe ranurarse en la superior Figura 6.14, para evitar interrupción con el patín de la trabe. A este corte se le denomina despatinamiento.



**Figura 6.14 Conexiones a trabe recortada y sin recortar.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 798.

Por lo general, estos recortes son rectangulares y un segmento centrado en la intersección de los cortes horizontal y vertical, tienen un radio suave para proporcionar un filete. Cuando se necesitan recortes, la profundidad mínima del recorte [ $d_{recorte}$ ] debe ser al menos igual a la distancia 'k' del perfil (Tabla 1-1 del Manual del AISI). La longitud de recorte debe proporcionar de  $1/2$  a  $3/4$  [in] de espacio libre en la base del patín de la trabe, por lo tanto:

$$d_{recorte} = k_{trabe}$$

$$L_{recorte} = \frac{1}{2} b_{fTrabe} - \frac{1}{2} t_{wTrabe} - \frac{1}{2} + \left\{ \frac{1}{2} a \frac{3}{4} \text{ pulgada} \right\} \quad (6.3.49)$$

donde:

- $b_{fTrabe}$  = Ancho del patín de la trabe.
- $t_{wTrabe}$  = Espesor del alma de la trabe.
- $k_{trabe}$  = Dimensión 'k' de la trabe.

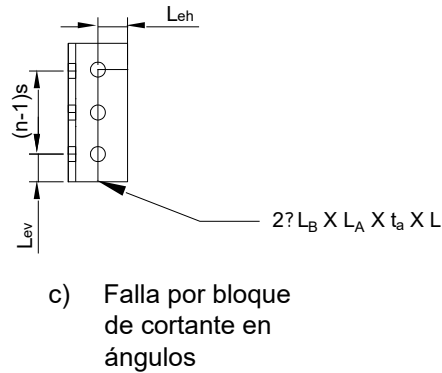
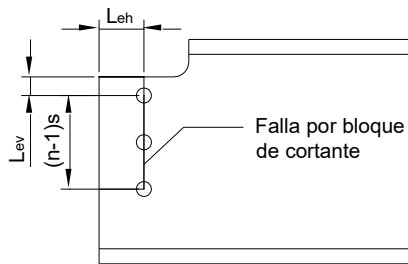
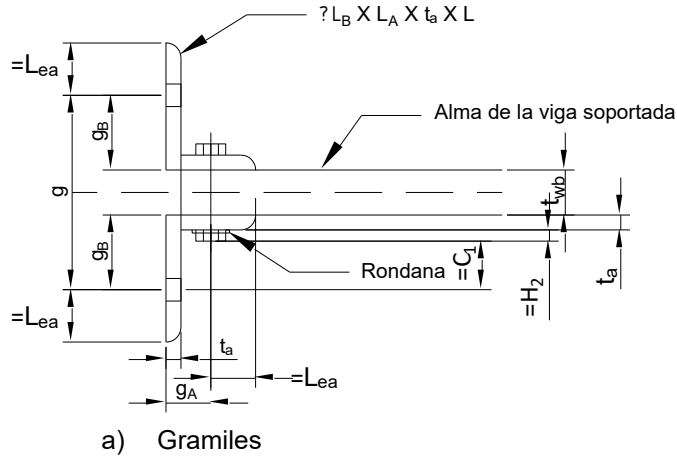
Las dimensiones  $d_{recorte}$  y  $L_{recorte}$  suelen redondearse al siguiente cuarto de pulgada. El material eliminado es costoso y debe evitarse en lo posible. Algunas veces, se puede lograr dejar a elevación de las partes superiores de las traveses para dejar libre el radio del filete de la trabe Figura 6.14c. Los recortes pueden reducir la resistencia de diseño de la viga y tal vez se requiera refuerzos del alma.

### 6.3.6.1 Conexiones atornilladas de doble ángulo

Sean las dimensiones de los ángulos las dimensiones de los ángulos clip:

$$L_B \times L_A \times t_a \times L$$

- $L_B$  = Longitud del lado del ángulo conectada al miembro de apoyo.  
 $L_A$  = La longitud del lado del ángulo conectado a la viga soportada.  
 $t_a$  = Espesor del ángulo  
 $L$  = Longitud del ángulo Figura 6.13a



**Figura 6.15 Conexión de cortante de doble ángulo totalmente atornillada.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 800.

Normalmente se considera que las conexiones de doble ángulo sólo resisten a cortante. En realidad, estas conexiones desarrollan alguna restricción de extremo y, por lo general, no más del 20% del momento de empotramiento en el extremo, aunque siempre se desprecia en el diseño.

Cuando se presenta la rotación en el extremo de la viga, la parte superior de la conexión está en tensión mientras que la inferior está comprimida contra el miembro de soporte. Se presenta una rotación de extremo debido a la flexión de los lados extremos en la parte superior de los ángulos, además de hacerlo a través de la elongación de los tornillos superiores, una vez que se haya presentado la pretensión en los tornillos (en caso de existir).

### 6.3.6.2 Tablas de diseño para conexiones Atornilladas de Doble Ángulo

La Tabla 10-1 del Manual del AISC es una ayuda de diseño para las conexiones atornilladas de doble ángulo. Los esfuerzos disponibles son tabulados para el elemento soportado y el miembro de soporte con  $F_y = 50$  [ksi] y  $F_u = 65$  [ksi] y el material del ángulo  $F_y = 36$  [ksi] y  $F_u = 58$  [ksi]. Todos los valores incluyendo los esfuerzos disponibles en conexiones de deslizamiento crítico, vienen para la combinación de cargas para LRDF y ASD.

Las resistencias disponibles tabuladas para tornillos y el ángulo consideran los estados límite de cortante en el tornillo, aplastamiento en los tornillos sobre los ángulos, fluencia por cortante en los ángulos, ruptura por cortante en los ángulos y ruptura por bloque de cortante de los ángulos. Los valores son tabulados para configuraciones de 2 a 12 filas de tornillos de  $3/4$ ,  $7/8$  y  $1$  [in] de diámetro, A325, F1852 y A490, con espaciamiento de 3 [in]. Para propósitos de cálculo, todas las distancias al borde del ángulo  $L_{ev}$  y  $L_{eh}$ , se asume de  $1\ 1/4$  [in].

Los valores tabulados para resistencias disponibles por pulgada de espesor del alma de la viga, consideran el estado límite de aplastamiento del tornillo en el alma de la viga. Para vigas recortadas sólo en el patín superior, también se considera el estado límite por ruptura de bloque de cortante. Para vigas recortadas en ambos patines, los valores tabulados consideran los estados límite de fluencia y ruptura por cortante en el alma de la viga. Los valores son tabulados para distancias al borde de la viga,  $L_{ev}$ , que va de  $1\ 1/4$  a 3 [in] y para distancias de extremo,  $L_{eh}$ , de  $1\ 1/2$  y  $1\ 3/4$  [in]. Para propósitos de cálculo estas distancias han sido reducidas a  $1\ 1/4$  y  $1\ 1/2$  [in], respectivamente, para tomar en cuenta posibles errores de corte de la viga. Para miembros recortados, los estados límite por fluencia por flexión y pandeo local deben ser chequeados independientemente.

$$R_n = nr_n \quad (6.3.50)$$

donde:

- $n$  = Número de tornillos.
- $r_n$  = Resistencia de diseño a cortante de un tornillo en cortante doble.

La resistencia de diseño al aplastamiento de la conexión correspondiente al estado límite de aplastamiento de tornillos en el alma de la viga soportada está dada por:

$$R_{abw} = r_{ne} + (n - 1)r_{ni} \text{ (lado alma de la viga)} \quad (6.3.51)$$

donde:

- $r_{ni}$  = Resistencia de diseño al aplastamiento de un tornillo interior, con aplastamiento sobre un material de placa espesor  $t_{wb}$  y resistencia última en tensión,  $F_{ub}$ .
- $r_{ne}$  = Resistencia de diseño al aplastamiento del tornillo de extremo (superior).

La resistencia de diseño de la conexión, correspondiente al estado límite del aplastamiento de los tornillos en los ángulos es:

$$R_{aba} = 2[r_{ne} + (n - 1)r_{ni}] \text{ (lado ángulo)} \quad (6.3.52)$$

donde:

- $r_{ni}$  = Resistencia de diseño al aplastamiento de un tornillo interior, con aplastamiento sobre un material de placa espesor  $t_a$  y resistencia última de tensión,  $F_{ua}$ .
- $r_{ne}$  = Resistencia de diseño al aplastamiento del tornillo de extremo (inferior).

La resistencia de diseño de la conexión, correspondiente al estado límite de fluencia por cortante de los ángulos es:

$$R_{davy} = 2[0.9(0.6F_{ya})Lt_a] \quad (6.3.53)$$

$F_{ya}$  = Esfuerzo de fluencia del material del ángulo, generalmente (36 ksi).

La resistencia de diseño de la conexión, correspondiente al estado límite de ruptura por cortante de los ángulos es:

$$R_{davr} = 2(0.75(0.6F_{ua})(L - nd_e)t_a) \quad (6.3.54)$$

donde:

$F_{ua}$  = Resistencia última en tensión del material del ángulo.  
 $d_h$  = Diámetro efectivo del agujero del tornillo.

A veces es necesario realizar cortes en los patines de las vigas que se conectan al alma de alguna otra viga donde los patines superiores de ambas vigas deben quedar al mismo nivel. La pérdida de material en esa sección, es una zona donde el cortante es muy pequeño, la reducción en la resistencia a cortante resulta mínima, en cambio puede existir la posibilidad de presentar una falla por bloque de cortante a lo largo de la trayectoria especificada en la Figura 6.15b. La fractura por bloque de cortante puede ocurrir debido a una combinación de:

1. La fractura por cortante a lo largo de un plano vertical desde el recorte a través de los agujeros de tornillos hasta el agujero inferior en el alma de la viga soportada, más una falla por tensión (fluencia o fractura) a lo largo de un plano horizontal que va desde el agujero inferior hasta el extremo de la viga.
2. Fractura por tensión a lo largo del plano horizontal más falla por cortante (fluencia o fractura) a lo largo del plano vertical.

El espesor de los ángulos se determina según la resistencia a bloque de cortante y éstos deberán ser lo suficientemente gruesos para que no rija el aplastamiento, todo eso sin afectar las condiciones de rotación que se asumen cuando se diseña con este tipo de conexiones.

La resistencia de diseño de una viga recortada no reforzada también puede regirse por los estados límite de fluencia por flexión, pandeo local o pandeo lateral-torsional, si es aplicable.

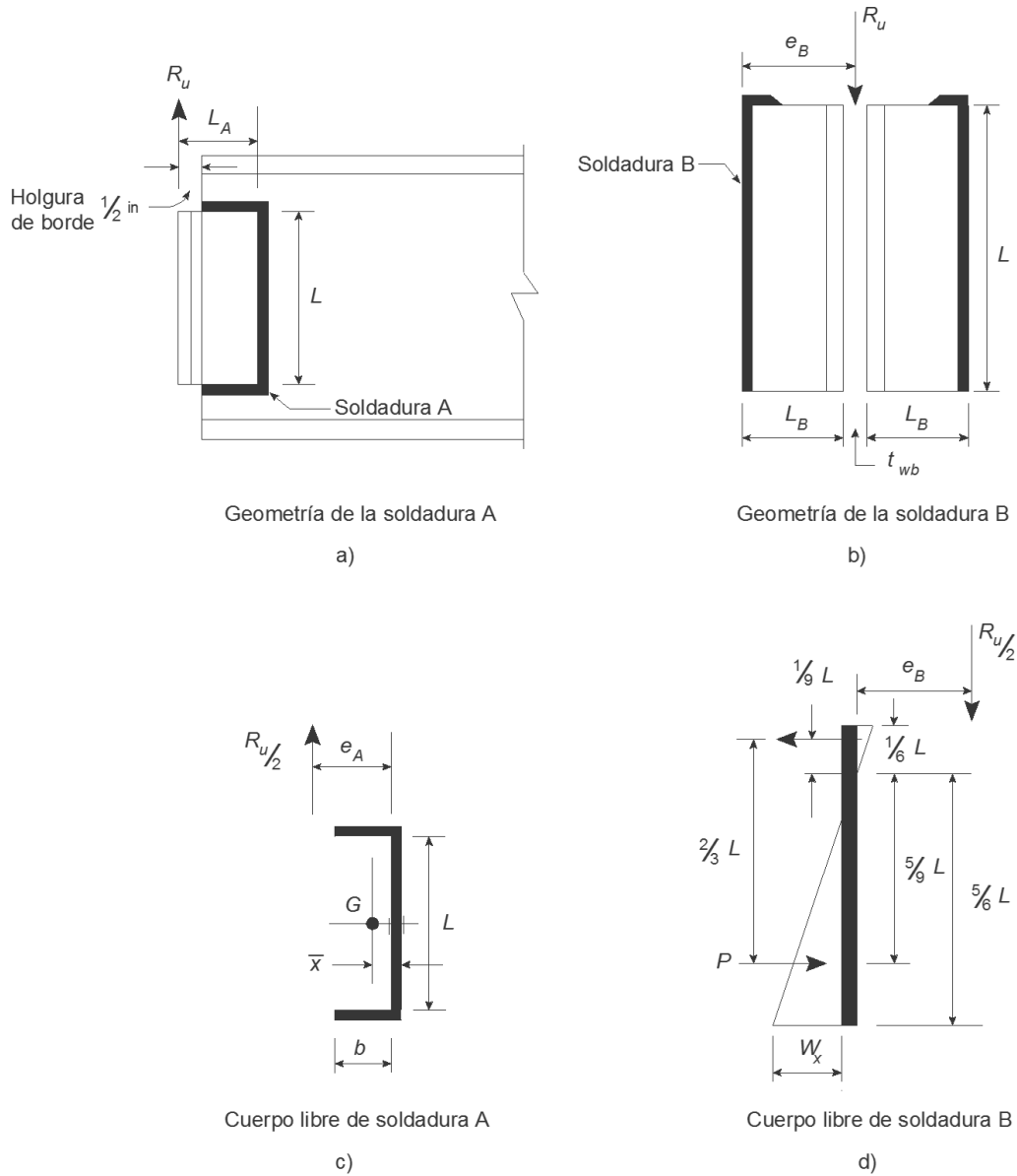
### 6.3.6.3 Conexiones soldadas de doble ángulo

Las conexiones soldadas de doble ángulo se forman al usar dos soldaduras de filete, conocidas como: Soldadura A y Soldadura B, tal como se muestra en la Figura 6.15.

Conociendo las dimensiones de los ángulos ( $L_B \times L_A \times t_a \times L$ ), las soldaduras de filete que conectan el ángulo con el alma de la viga deben ser continuas a lo largo de los extremos del ángulo, en las partes inferior y superior, para la distancia  $b$ , donde  $b = L_A - 1/2$  [in]. No deben prolongarse alrededor del extremo del alma debido al peligro de crear una ranura en el alma de la viga.

Una de las principales consideraciones, es que la excentricidad debe considerarse para el diseño de conexiones soldadas de doble ángulo.

Un momento de extremo se desarrolla en la conexión debido a la excentricidad, medida desde el centroide de la línea de soldadura A, con la que actúa la reacción. Este momento favorece el desarrollo de una fuerza de tensión,  $R_u$ , que actúa en la parte superior de los ángulos, como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 6.16 Conexión con dos ángulos.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 804.

Se observa que la fuerza que actúa sobre el ángulo en cada una de las soldaduras corresponde a  $1/2$  de la fuerza de tensión,  $R_u$ , y que es excéntrica con respecto a las soldaduras A y B. Causando momentos de torsión y de flexión en las soldaduras.

Para el análisis, se hacen las siguientes consideraciones.

- La soldadura A está sujeta a una fuerza directa,  $1/2 R_u$ , más un momento de torsión,  $1/2 R_u e_a$ , donde  $e_a = L_A - \bar{x}$ . La distancia  $\bar{x}$ , puede obtenerse del Manual del AISC, tabla 1-7.
- La soldadura B está sujeta a una fuerza directa  $1/2 R_u$ , más un momento de torsión  $1/2 R_u e_B$ , donde  $e_B = L_B$

Refiriéndonos al caso de la figura anterior, se puede considerar una situación de cortante excéntrico en el plano de las soldaduras en la que los ángulos se aplastan uno contra otro a lo largo de una



distancia igual a  $L/6$ , mientras que los esfuerzos por torsión en los  $5/6 L$  restantes, son resistidos por la soldadura.

El espesor mínimo del alma de la viga soportada para soldadura A, se determina al comparar la resistencia a la ruptura por cortante del material base del alma de la viga, con la resistencia a cortante de la soldadura. Para soldaduras realizadas con el proceso SMAW con electrodos E70, se tiene:

$$t_{wb} = \frac{0.75(0.6F_{Exx}) \times 0.707w \times 2}{0.75(0.6F_{ub})} = \frac{6.19D}{F_{ub}} \equiv t_{wbmin} \quad (6.3.55)$$

Donde

$D$  = Tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada.

Considerando los remates en la parte superior de los ángulos, la componente horizontal de la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la soldadura crítica de longitud unitaria  $W_x$ , que es siempre el elemento más alejado del eje neutro, se puede obtener aplicando suma de momentos, lo cual se considera, para el plano de la carga  $R_u$  y el tramo de soldadura B, que:

$$\frac{1}{2}W_x \left(\frac{5}{6}L\right) \left(\frac{2}{6}L\right) = \frac{R_u}{2}e_B \rightarrow W_x = \frac{9R_u e_B}{5L^2}$$

El componente vertical de cortante directo en la soldadura de longitud unitaria es:

$$W_y = \frac{R_u}{2L}$$

Por lo tanto, la máxima fuerza resultante en la soldadura crítica de la longitud unitaria es:

$$W_u = \sqrt{\left(\frac{9R_u e_B}{5L^2}\right)^2 + \left(\frac{R_u}{2L}\right)^2}$$

Si  $D$  es el número de dieciseisavos del tamaño de soldadura en [in], la resistencia de diseño de la soldadura de filete, suponiendo electrodos E70 con el proceso SMAW, es:

$$W_d = 1.392D$$

$$W_u \leq W_d$$

$$\frac{R_u}{2L} \sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{e_B}{L}\right)^2} \leq 1.392D$$

La resistencia de diseño es

$$R_u \leq \frac{2(1.392D)L}{\sqrt{1 + 12.96 \left(\frac{e_B}{L}\right)^2}} \equiv R_{dw} \quad (6.3.56)$$

#### 6.3.6.4 Tablas de diseño para conexiones Soldadas de Doble Ángulo

La tabla 10-3 del Manual del AISC, es una ayuda para las conexiones soldadas de doble ángulo. Asumiendo que el esfuerzo del electrodo es de 70 [ksi].

Los esfuerzos disponibles de la soldadura están tabulados bajo el estado límite de soldadura en cortante. El esfuerzo disponible para soldaduras A son determinados por el método instantáneo del centro de rotación, utilizando la Tabla 8-8 con  $\theta = 0^\circ$ . El esfuerzo disponible para soldaduras B son determinadas por el método elástico. Asumiendo el eje neutro a una sexta parte de la profundidad de los ángulos medidos hacia abajo y la parte superior de los ángulos de compresión contra la otra

a través del alma de la viga, el esfuerzo disponible,  $\phi R_n$  o  $R_n/\Omega$ , de esta soldadura es determinada mediante las siguientes fórmulas

LRFD	ASD
$\phi R_n = 2 \times \frac{1.392DL}{\sqrt{1 + \frac{12.96e^2}{L^2}}}$	$\frac{R_n}{\Omega} = 2 \times \frac{0.928DL}{\sqrt{1 + \frac{12.96e^2}{L^2}}}$

donde:

- $D$  = Número de dieciseisavos de pulgada en el tamaño de la soldadura [in]
- $L$  = Longitud de la conexión de los ángulos, in.
- $e$  = Ancho de la pierna del ángulo de conexión unido al soporte, [in]

### 6.4 Conexiones de momento (FR totalmente restringidas)

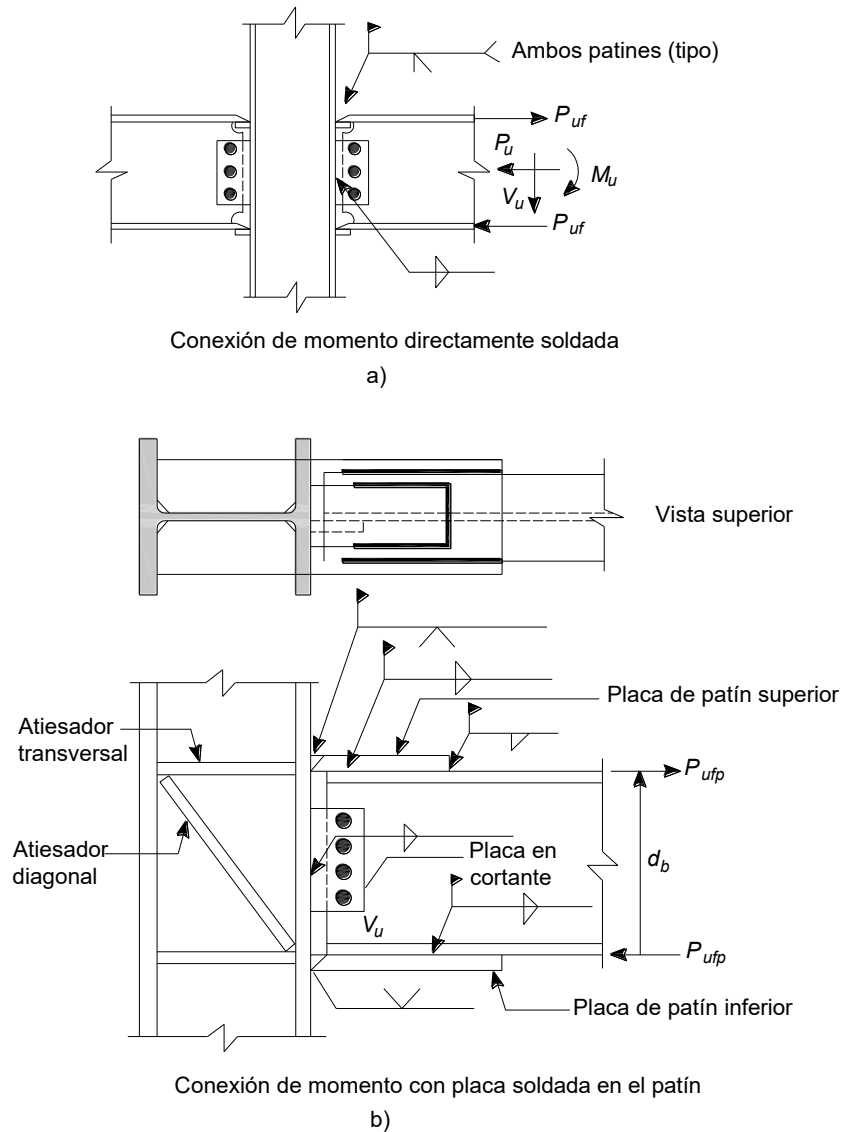
Este tipo de conexiones deben tener una resistencia y rigidez adecuadas para transferir los momentos flexionantes factorizados, la fuerza axial, y la fuerza cortante en los extremos de la viga, sin que se presente un cambio significativo en el ángulo entre la viga y la columna. Para una viga de perfil W, que se encuentra flexionada alrededor de su eje mayor, el alma toma, prácticamente todo el cortante, por lo tanto, es posible transferir de manera directa el cortante de la viga a la columna si se conecta el alma de la viga a la columna. Además, se sabe que el momento flexionante en las vigas W, alrededor de su eje mayor es prácticamente resistido por los patines de la viga. Podemos resumir este momento como la acción de un par efectivo tensión-compresión sobre los patines de la viga. La fuerza del patín  $P_{uf}$ , se puede calcular a través de la siguiente ecuación:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m} \tag{6.4.1}$$

donde:

- $M_u$  = Momento de extremo de la viga sujeta a carga factorizada, [kips in].
- $P_{uf}$  = Fuerza factorizada en el patín de la viga, a tensión o a compresión, [kips].
- $d_m$  = Brazo de momento entre las fuerzas de patín, [in].

Para un momento negativo (anti horario) en el extremo de una viga, como ocurre con las cargas de gravedad, las fuerzas  $P_{uf}$  están dirigidas como se ve en la Figura 6.17a; el patín superior entregaría una fuerza de tensión a la columna y el inferior una de compresión.

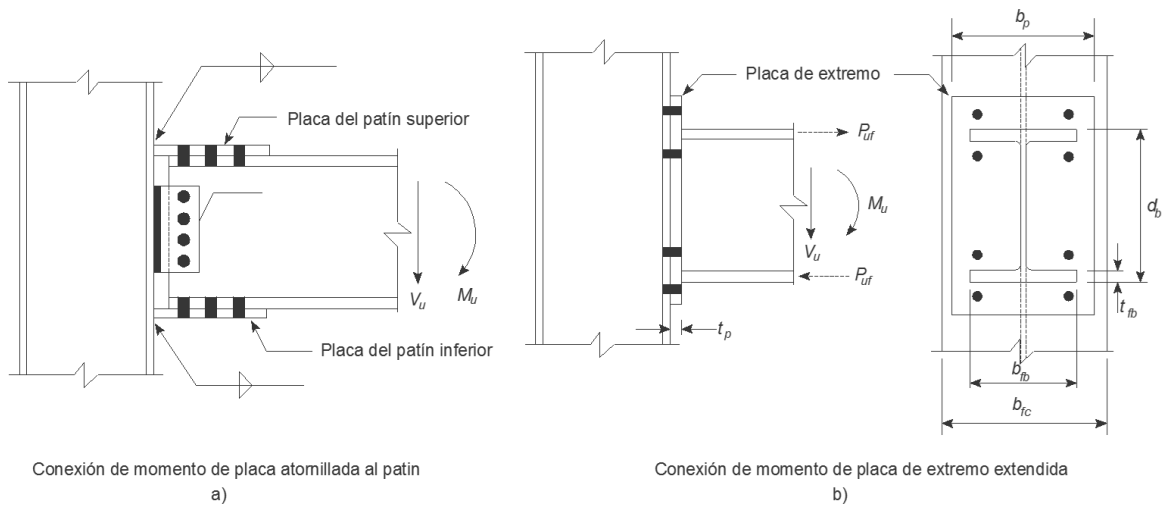


**Figura 6.17 Conexión de momento soldada totalmente restringida.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 856.

Existe una gran variedad de configuraciones para las conexiones totalmente restringidas. Las conexiones mostradas en la Figura 6.17 y Figura 6.18 son las más frecuentes en la práctica, y por lo tanto las únicas que se analizarán.

El tipo de conexión más directa de una viga al patín de una columna, es como la conexión que se muestra en la Figura 6.17a, en esta configuración, los patines de la viga se encuentran soldados al patín de la columna mediante soldaduras de ranura CPJ (penetración completa en la junta). La placa, encargada de unir el alma de la viga con el patín de la columna es soldada en taller a la columna y se atornilla en campo a la viga, a partir de este procedimiento es posible que al ser montada la viga, mantenga su posición, permitiendo la soldadura de los patines a la columna en campo. En estas conexiones la placa y sus conexiones están diseñadas para resistir solo cortante, diversos estudios para esta clase de conexiones han demostrado que la capacidad de momento totalmente plástico de la viga soportada puede desarrollarse con suficiente rotación inelástica y capacidad de deformación.



**Figura 6.18 Conexiones de comento de placa de extremo extendida.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 857.

Otro tipo de conexión bastante común, es la que se muestra en la Figura 6.17b, en esta conexión la fuerza de tensión en el patín superior de la viga soportada se transfiere a través de las soldaduras de filete a la placa en el patín superior y por las soldaduras de ranura CPJ de la placa del patín superior a la columna. Además se proporciona una placa en el patín inferior para transferir la fuerza del patín inferior al patín de la columna. La placa que conecta el alma de la viga soportada con la columna se suelda en taller al patín de la columna para posteriormente ser atornillada en campo al alma de la viga. Es impórtate hacer los arreglos necesarios para que la soldadura en campo sea en posición plana u horizontal, prefiriendo siempre las soldaduras de filete a las de ranura, siempre y cuando sea posible. Es común que el ancho de la placa superior sea menor que el ancho del patín, para que sea posible la colocación de la soldadura. Sin embargo la placa inferior se hace más ancha que el patín de la viga, para que sea posible la colocación de la soldadura en la parte superior de la placa, con lo que se evita la soldadura en posición sobre cabeza. En ciertos casos es posible que la placa del patín superior se suelde en campo, colocando una tira de respaldo entre el patín superior de la viga y la placa del patín superior.

En la Figura 6.18a, se observa una conexión de momento de viga a columna atornillada con placa soldada en patines y totalmente restringida. Para este tipo de conexión se supone que las placas de patín son las encargadas de resistir el momento, éstas son soldadas en taller al patín de la columna y posteriormente se atornillan en campo al patín de la columna. También se supone que el cortante de la viga se transfiere a la columna mediante una placa vertical, soldada en taller a la columna, y atornillada en campo al alma de la viga.

Una conexión de momento de placa de extremo extendido, como la de la Figura 6.18b, se compone de una placa con una longitud mayor al peralte de la viga, soldada en taller a su extremo y atornillada en campo al patín de la columna. Para transferir la fuerza de flexión en el patín de la viga a la columna, se colocan tornillos de alta resistencia cerca del patín superior, más tornillos son colocados en otros puntos, de acuerdo a lo necesario para resistir el cortante en el extremo de la viga. Las soldaduras que conectan la placa de extremo a la viga suelen ser de filete, aunque no se descarta el uso de soldaduras de ranura CJP.

Se debe notar que la selección de miembros más ligeros para soportar cargas estructurales principales, puede llevar a problemas de esfuerzos y pandeo local en las conexiones, un ejemplo de esto es sí se usara una columna ligera, con patín delgado, para soportar conexiones de momento, puede requerir el uso de atiesadores en el alma de la columna, como se muestra en la Figura 6.17b.

### 6.4.1 Conexión de momento con placa de patín

Este tipo de conexiones constan de tres placas dos de ellas denominadas placas de patín, una superior y la otra inferior, se encargan de conectar los patines de la viga soportada al miembro de soporte o columna, éstas placas se sueldan en taller a la columna y en campo pueden atornillarse (Figura 6.18b) o soldarse a la viga (Figura 6.17a). La tercera placa, conocida como placa de cortante, conecta el alma de la viga soportada con la columna, esta placa de cortante es perforada y soldada en taller a la columna de soporte y se atornilla en campo a la viga soportada. Las placas de patín se colocan a una distancia mayor a la del peralte de la viga soportada, esta práctica tiene como fin prevenir las variaciones de peralte en la producción de perfiles, la distancia de holgura es de  $\frac{3}{8}$  [in], si el espacio no fuera utilizado en el montaje, este se rellena con calzas.

Como las conexiones totalmente restringidas deben transferir los momentos factorizados, fuerzas axiales y de cortante de la viga a la columna. Se supone que las placas de patín resisten totalmente el momento extremo de la viga,  $M_u$ , este momento puede ser descompuesto en un par tensión-compresión que actúa en dirección axial a las placas de patín, por lo tanto, la fuerza axial en la placa de patín se obtiene de la siguiente manera:

$$P_{ufp} = \frac{M_u}{d_{fp}} \quad (6.4.2)$$

Donde:

- $P_{ufp}$  = Fuerza axial factorizada en la placa de patín, de tensión o compresión, [kips].
- $M_u$  = Momento de extremo en la viga factorizado, [kips in].
- $d_{fp}$  = Brazo de momento entre las placas de patín, de manera conservadora se usa el peralte de la viga soportada, [in].

Si se presenta fuerza axial,  $P_u$ , en la viga se hace la suposición que ésta se distribuye de igual manera a ambos patines de la viga y son sumados algebraicamente a la fuerza obtenida con la ecuación (6.4.2), cuando las placas de patín son atornilladas a la viga, los tornillos experimentan cortante simple debido a las fuerzas de tensión o compresión, mientras que si se utiliza soldadura, la placa superior no es soldada en su totalidad proporcionando ductilidad a la conexión (Figura 6.17b). La longitud que queda sin soldadura es de 0.5 a 1 veces el ancho de la placa. La fuerza axial en las placas de patín se transmite al patín de la viga a través de la soldadura de filete o de ranura. El cortante de la viga,  $V_u$ , se transfiere totalmente a través de la conexión de cortante del alma de la viga.

Los estados límite que se toman en cuenta para el diseño de conexiones de momento con placa de patín atornillada son los siguientes:

Placa de cortante:

- Resistencia a cortante de tornillos.
- Resistencia al aplastamiento de tornillos en la placa de cortante.
- Resistencia al aplastamiento de tornillos en el alma de la viga.
- Fluencia por cortante de la placa.
- Ruptura por cortante de la placa.
- Ruptura por bloque de cortante de la placa.
- Resistencia de las soldaduras que conectan la placa con la columna.

Placa de patín superior:

- Resistencia a cortante de los tornillos.
- Resistencia al aplastamiento de los tornillos en el patín de la viga.
- Resistencia al aplastamiento de los tornillos en la placa de patín.
- Fluencia por tensión de la placa de patín.
- Fractura por tensión de la placa de patín.
- Ruptura por bloque de cortante del patín de la viga.

- Ruptura por bloque de cortante de la placa de patín.
- Resistencia de las soldaduras que conectan a la placa con la columna.

Placa de patín inferior:

- Resistencia como columna de la placa de patín inferior.

El uso de tornillos para conectar las placas de patín a la viga soportada hace que se pierda parte del área de la viga, siendo posible que su capacidad para resistir momento se reduzca. Es posible desprestigiar esta reducción de área cuando la resistencia a fractura del patín en tensión de la viga soportada es mayor que la resistencia a la fluencia del patín en tensión, en caso de no cumplirse esta condición, las propiedades de flexión del elemento se deberán basar en el área efectiva del patín en tensión.

$$0.75F_u A_{fn} \geq 0.9F_y A_{fg} \tag{6.4.3}$$

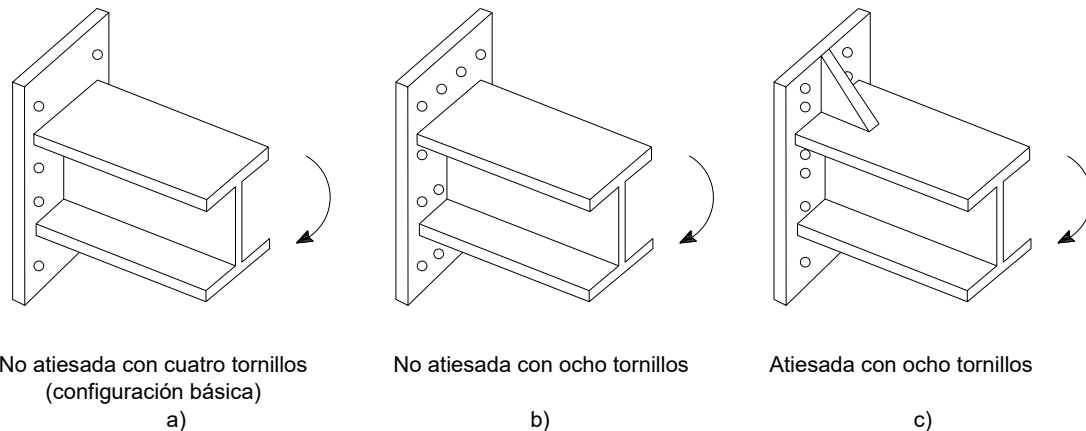
Cuando la relación no se cumple, las propiedades de flexión del elemento deben estar basadas en el área efectiva del patín en tensión  $A_{fe}$  de:

$$A_{fe} = \frac{5 F_u}{6 F_y} A_{fn} \tag{6.4.4}$$

La resistencia a la flexión máxima deberá basarse en el módulo de sección elástico.

### 6.4.2 Conexiones de momento de placa de extremo extendida

Se trata de una placa perforada previamente, soldada en taller de forma perpendicular al eje longitudinal de la viga (Figura 6.18b y Figura 6.19), la soldadura, básicamente, se realiza alrededor de la viga, es decir, se suelda el alma y los patines en cada lado de la viga. La viga soportada junto con la placa soldada son atornilladas en campo al miembro de soporte.



**Figura 6.19 Tipo de conexiones de placa de extremo extendida.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 866.

Las conexiones de placa de extremo se pueden clasificar de varias maneras, la primera de ellas es por su posición en la columna como “a ras” (flush) o extendida, como atiesadas y no atiesadas y finalmente, por el número de tornillos en el lado de tensión.

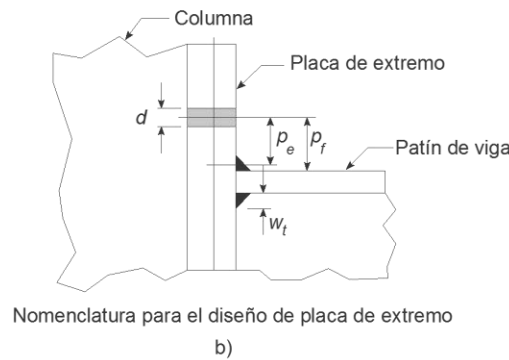
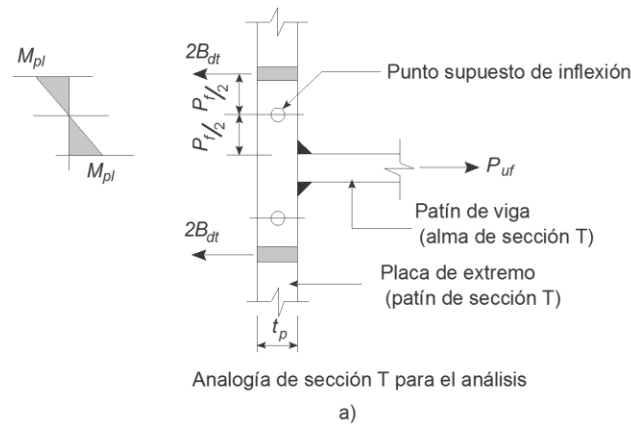
Una conexión a ras se detalla de tal manera que la placa no se extienda apreciablemente más allá de los patines de la viga, con todos los tornillos localizados entre los patines de la viga, por otra parte una conexión extendida va más allá del patín a tensión a una distancia suficiente para permitir la colocación de tornillos. Las placas de extremo a ras son generalmente utilizadas en marcos sujetos a cargas laterales ligeras, sin embargo, estas conexiones eventualmente son utilizadas para unir una

trabe con una columna cuando una eventual extensión de la placa interfiera con otros miembros de la cubierta de piso. Para este trabajo nos enfocaremos en las placas extendidas.

Existen tres tipos de conexiones de placa de extremo extendida, aunque la configuración básica es la de cuatro tornillos, dos filas de dos tornillos (Figura 6.19a). En esta configuración, la placa suele extenderse más allá del patín en tensión de la viga, su diseño requiere que las dos filas de tornillos superiores (patín de tensión, en este caso) tengan el mismo espaciamiento, la extensión de la placa ni la configuración de los tornillos alrededor del patín de compresión resultan críticos para el análisis del comportamiento de la conexión. La capacidad de la conexión se encuentra restringida por la resistencia de los tornillos. La resistencia de la conexión se aumenta considerando un mayor número de tornillos (de 4 a 8). Los dos tipos de conexiones restantes: no atiesada con dos filas de cuatro tornillos (Figura 6.19b) y atiesada con cuatro filas de dos tornillos (Figura 6.19c). Para este trabajo, sólo se presentará la configuración básica.

Estas conexiones desarrollan el momento plástico completo de los elementos conectados produciendo una articulación plástica con una capacidad de rotación adecuada. La simplicidad de estas conexiones debida a la utilización de un menor número de piezas hace que el uso de conexiones de placa extendida sea más económica.

El análisis de las conexiones de placa extendida se realiza mediante una analogía con un perfil de sección T, supuesta por Sherbourne [1961] y por Douty y McGuire [1963], la analogía establece que el diseño de la placa se rige por los esfuerzos que se desarrollan alrededor del patín de tensión y los tornillos alrededor de éste. La analogía con la sección T supone que el patín de tensión de la viga soportada equivale al alma de una sección T, y una parte de longitudinal de la placa de extremo equivale al patín de una sección T, además también supone que existe simetría en la geometría del tornillo alrededor del patín de la viga (Figura 6.20a). Por lo tanto, la única parte de la placa de extremo que se usa para determinar el comportamiento de la conexión es la parte simétrica con respecto al patín en tensión de la viga soportada.



**Figura 6.20 Detalles de la conexión de placa de extremo extendida.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 867.

Las conexiones de placa de extremo extendida transfieren el momento de extremo de la viga soportada localizado en los patines al patín de la columna. Los esfuerzos de tensión actúan sobre la columna en la región a tensión y los esfuerzos de compresión actúan en la zona de contacto en la región a compresión, éstos tornillos son despreciados para el análisis al considerar que no ofrecen resistencia a momento en la conexión y solo resultan útiles para transmitir fuerzas cortantes del extremo de la viga soportada. La columna puede requerir de algún refuerzo (atiesado) dependiendo de la capacidad para desarrollar el momento de diseño necesario en las zonas a tensión o compresión del patín de la columna con esfuerzos y deformaciones aceptables.

### Uso de tornillos en ajuste apretado

Hasta hace poco todos los tornillos de alta resistencia en tensión, incluyendo los de las conexiones de placa de extremo extendida, debían ser pretensados a aproximadamente el 70% de la capacidad a tensión del tornillo. Considerando la cantidad de ahorros que se lograrían si esta medida fuera relajada para algunas aplicaciones, se comenzaron a realizar una diversidad de pruebas que demostraron que es posible utilizar tornillos en ajuste apretado en este tipo de conexiones, Kline, *et al.* [1989]<sup>7</sup> observaron que la fuerza de pretensión medida en tornillos en ajuste apretado es directamente proporcional al diámetro del tornillo ( $d$ ), basándose en esta información se generó una recomendación para asumir la fuerza de pretensión para usar en el procedimiento de diseño:

$$d \leq 5/8 [in] \quad \text{Use 75\% de la pretensión especificada total AISC}$$

$$d = 3/4 [in] \quad \text{Use 50\% de la pretensión especificada total AISC}$$

<sup>7</sup> Kline, D., Rojiani, K. and Murray, T. (19889) "Performance os snug tight Bolts in moment end-Plate Conections". MBMA Research Report, Department of civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, February, Revised July 1995.



$$d = 7/8 [in] \quad \text{Use 37.5\% de la pretensión especificada total AISC}$$

$$d \geq 1[in] \quad \text{Use 25\% de la pretensión especificada total AISC}$$

Tanto el Consejo de Investigación de Conexiones Estructurales (RCSC) y el AISC han desarrollado provisiones que permiten el uso de tornillos A325 en ajuste apretado en conexiones de extremo de placa extendida.

### 6.4.2.1 Diseño

El procedimiento de diseño que se utilizara se basa en:

- Teoría de la línea de fluencia,
- un método que predice las fuerzas en los tornillos,
- consideraciones momento-rotación.

#### 6.4.2.1.1 Teoría de la línea de fluencia y mecánica

Las líneas de fluencia son las formaciones continuas de articulaciones plásticas a lo largo de una línea curva o recta, se asume que las líneas de fluencia dividen la placa en regiones planas rígidas debido a que las deformaciones elásticas son despreciables cuando se comparan las deformaciones plásticas. Aunque el mecanismo de falla de una placa cuando se utiliza la teoría de la línea de fluencia fue inicialmente desarrollado para el concreto reforzado, los principios y conclusiones fueron aplicados a las placas de acero.

El análisis del mecanismo de línea de fluencia puede ser desarrollado de dos diferentes maneras: El método de equilibrio y el método del trabajo virtual. El segundo método es más aplicable a placas de extremo. En este método el trabajo externo realizado por la carga aplicada moviéndose a través de un pequeño campo arbitrario de deflexiones virtuales se iguala al trabajo interno realizado mientras la placa rota en las líneas de fluencia. Para un patrón de línea de fluencia y carga seleccionada, se requiere de una resistencia a momento plástico específico a lo largo de las líneas de articulación. Para la misma carga diferentes patrones podrán requerir una resistencia de momento plástico mayor.

Existen métodos simplificados para el diseño de conexiones de placa de extremo extendida; el método propuesto por Borgsmiller y Murray utiliza el análisis de líneas de fluencia para determinar el espesor de la placa, y se puede utilizar una versión modificada del método de Kendy para determinar las fuerzas de tensión en los tornillos, incluyendo las fuerzas de apalancamiento. Los cálculos de la fuerza en los tornillos se reducen porque solo las fuerzas máximas de apalancamiento se necesitan, esto elimina la necesidad de evaluar el comportamiento de una placa con fuerzas de apalancamiento intermedias. La suposición principal en este enfoque es que la placa de extremo debe fluir sustancialmente para producir fuerzas de apalancamiento en los tornillos. Por lo tanto, si la placa es lo suficientemente fuerte no ocurrirá acción de apalancamiento y los tornillos son cargados en tensión directa.

Los resultados obtenidos en laboratorio muestran que las fuerzas de apalancamiento comienzan a tomar lugar en los tornillos a un 90% de la resistencia total de la placa o a  $0.9M_{pl}$ , si la fuerza aplicada es menor a este valor, la placa se comporta como gruesa y la fuerza de apalancamiento en los tornillos puede ser despreciada. Una vez que el momento aplicado cruza el umbral de  $0.9M_{pl}$ , la placa se puede asumir como delgada y la máxima acción de apalancamiento se deberá incorporar en el análisis de los tornillos.

Los procedimientos de diseño que se describirán a continuación, están basados en la aproximación de Borgsmiller y Murray. Para un diseño específico, si se desea minimizar el diámetro de los tornillos, se utiliza el procedimiento de diseño 1. Si lo que se desea es minimizar el espesor de la placa, se usa el procedimiento de diseño 2.

Para diseños con LRFD,  $M_u$  es la resistencia a la flexión requerida (momento factorizado). Para diseños con ASD el momento de trabajo o el momento por carga de servicio,  $M_w$  debe multiplicarse

por 1.5 para obtener  $M_u$ , una vez determinado  $M_u$  los procedimientos de diseño son exactamente los mismos.

#### 6.4.2.1.2 Procedimiento de Diseño 1: Placa gruesa y tornillos de diámetro pequeño

El diseño es gobernado por la ruptura de tornillos sin la inclusión de acción de apalancamiento. Los pasos de diseño son los siguientes:

1. Determinar el diámetro del tornillo requerido, asumiendo que no existen fuerzas de apalancamiento:

$$d_{req} = \sqrt{\frac{2M_u}{\pi\phi F_{nt}(\sum d_n)}} \quad (6.4.5)$$

Donde:

- $\phi$  = 0.75 .
- $F_{nt}$  = Resistencia a la tensión del material del tornillo Tabla 2.3 (Tabla J3.2 de las especificaciones del AISC).
- $M_u$  = Resistencia a la flexión requerida.
- $d_n$  = Distancia desde la línea central de la enésima fila de tornillos a tensión al centro del patín de compresión.

Nota: esta ecuación se deriva de igualar  $M_u$  a  $\phi M_{np}$  de la siguiente manera:

$$M_u = \phi M_{np} = \phi \left[ 2P_t \left( \sum d_n \right) \right] \quad (6.4.6)$$

2. Se encuentra el espesor de placa requerido,  $t_{p,req}$ .

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{(1.11)\gamma_r\phi M_{np}}{\phi_b F_{py} Y}} \quad (6.4.7)$$

Donde:

- $\phi_b$  = 0.9 .
- $\gamma_r$  = Factor, mayor o igual a 1.0, utilizado para modificar el momento requerido factorizado para limitar la rotación de la conexión en el momento último a 10% de la rotación en el claro.
- = 1.0 para placas de extremo extendidas.
- $F_{py}$  = Resistencia a la fluencia del material de la placa.
- $Y$  = Parámetro del mecanismo de línea de fluencia, definido en la Tabla 6.4.
- $\phi M_{np}$  = Resistencia de la conexión con ruptura del tornillo como estado límite sin acción de apalancamiento.

Nota:  $\phi M_{np}$  se iguala al 90% de la resistencia de diseño para fluencia en la placa de extremo  $\phi_b M_{pl}$ :

$$\phi M_{np} = 0.90\phi_b M_{pl} = 0.90\phi_b F_{py} t_p^2 Y \quad (6.4.8)$$

#### 6.4.2.1.3 Procedimiento de diseño 2: Placa de extremo delgado y tornillo de gran diámetro

El diseño es gobernando ya sea por fluencia de la placa de extremo o por ruptura en el tornillo cuando se incluye la acción de apalancamiento.

1. Determinar el espesor de placa requerido:

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{\gamma_r\phi M_{np}}{\phi_b F_{py} Y}} \quad (6.4.9)$$

2. Seleccionar un diámetro de tornillo de prueba y calcular la fuerza de apalancamiento máxima

$$Q_{max,0} = \frac{w't_p^2}{4a_0} \sqrt{F_{py}^2 - 3\left(\frac{F'_0}{w't_p}\right)^2} \quad (6.4.10)$$

Donde:

$$a_0 = \min \left[ 3.682 \left(\frac{t_p}{d}\right)^3 - 0.085, P_{ext} - P_{f,0} \right] \quad (6.4.11)$$

$$F'_0 = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80w'\right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4P_{f,0}} \quad (6.4.12)$$

Si el radical en la expresión  $Q_{max}$ , es negativo, el estado límite que controla es la combinación de fluencia por cortante y flexión de la placa de extremo, por lo tanto, la placa no es adecuada para el momento especificado.

3. Calcular la resistencia de diseño de la conexión para el estado límite de ruptura en el tornillo con acción de apalancamiento, de la siguiente manera:

$$\phi M_q = \max \begin{cases} \phi[2(P_t - Q_{max,0})d_0 + 2(P_t - Q_{max,i})(d_1 + d_3) + 2T_b d_2] \\ \phi[2(P_t - Q_{max,0})d_0 + 2T_b(d_1 + d_2 + d_3)] \\ \phi[2(P_t - Q_{max,i})(d_1 + d_3) + 2T_b(d_0 + d_2)] \\ \phi[2T_b(d_0 + d_1 + d_2 + d_3)] \end{cases} \quad (6.4.13)$$

Donde

$$\phi = 0.75$$

$$P_t = \frac{\pi d^2 F_t}{4}$$

$d_i$  = Distancia desde la línea central de cada fila de tornillos a tensión al centro del patin a compresión.

$T_b$  = Pretensión especificada en la Tabla 2.6 (Tabla J3.1 de las especificaciones del AISC), sólo válidas para tornillos que no sean en ajuste apretado, para los valores de pretensión de tornillos en ajuste apretado fueron revisados anteriormente.

4. Revisar que  $\phi M_q > M_u$ . De ser necesario se ajustará el diámetro del tornillo hasta que  $\phi M_q > M_u$

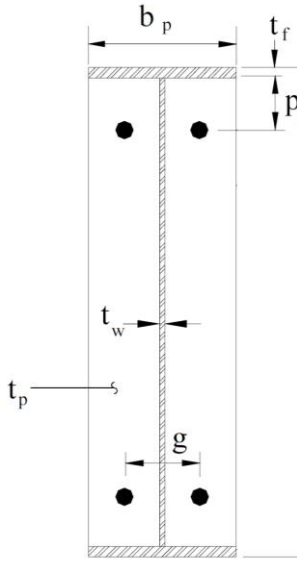
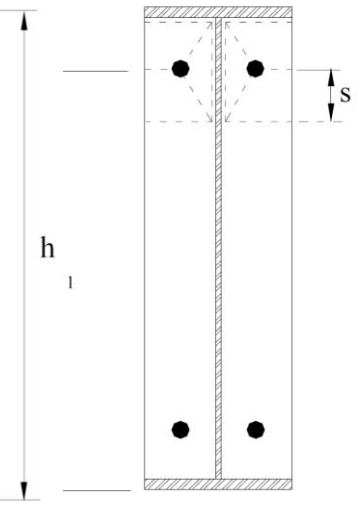
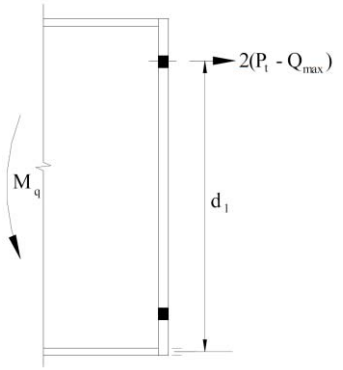
Para facilitar la comprensión del tema se presentan las siguientes tablas resumen obtenidas del Steel Design Guide Series 16 Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections<sup>8</sup>:

<sup>8</sup> AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2002). Chicago, IL. Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections: MBMA.

**Tabla 6.3 Resumen de las ecuaciones de predicción de fuerzas en los tornillos para conexiones de placa de extremo extendida**

Carga probada en el tornillo	$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4}$		
	donde:		
	$F_{nt}$	=	Esfuerzo de tensión nominal de los tornillos.
		=	90 [ksi] para tornillos A325. 113 [ksi] para tornillos A490.
Pretensión del tornillo	Tornillos completamente tensados.		
	$T_b$	=	Fuerza de pretensión especificada, Tabla 2.6 (Tabla J3.1 de las especificaciones AISC).
	Tornillos en Ajuste Apretado A325.		
	$T_b$	=	Se toma como un porcentaje de la pretensión total especificada dada en la Tabla 2.6, (Tabla J3.1 de las especificaciones AISC) de acuerdo con el diámetro del tornillo de la siguiente manera:
	$d$	$\leq$	$5/8$ [in] Use 75% de la pretensión especificada total AISC
	$d$	$=$	$3/4$ [in] Use 50% de la pretensión especificada total AISC
$d$	$=$	$7/8$ [in] Use 37.5% de la pretensión especificada total AISC	
$d$	$\geq$	$1$ [in] Use 25% de la pretensión especificada total AISC	
Máxima fuerza de apalancamiento en las líneas de tornillos internas	$Q_{max,i} = \frac{w' t_p^2}{4 a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left( \frac{F'_i}{w' t_p} \right)^2}$		
	donde		
	$a_i$	=	$3.682 \left( \frac{t_p}{d} \right)^3 - 0.085$
	$w'$	=	$\frac{b_p}{2 - \left( d_b - \frac{1}{16} \right)}$
$F'_i$	=	$\frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4 P_{f,i}}$	
Máxima fuerza de apalancamiento en las líneas de tornillos exteriores	$Q_{max,o} = \frac{w' t_p^2}{4 a_o} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left( \frac{F'_i}{w' t_p} \right)^2}$		
	donde		
	$a_o$	=	$3.682 \left( \frac{t_p}{d} \right)^3 - 0.085 \leq (P_{ext} - P_{f,o})$
	$w'$	=	$\frac{b_p}{2 - \left( d_b - \frac{1}{16} \right)}$
$F'_o$	=	$\frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4 P_{f,o}}$	

**Tabla 6.4 Resumen de una conexión de momento de placa de extremo de 4 tornillos sin atiesar.**

Geometría	Mecanismo de línea de fluencia	Modelo de fuerza en el tornillo
		
Fluencia de la placa de extremo	$M_u = \phi_b M_{pl} = \phi_b F_{py} t_p^2 Y$ $Y = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{P_{f,o}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (P_{f,i} + s)]$ <p>Nota: Use <math>P_{f,i} = s</math>, si <math>P_{f,i} &gt; s</math></p> $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ $\phi_b = 0.90$	
Ruptura de tornillo c/ acción de apalancamiento	$\phi M_q = \max \begin{cases} \phi [2(P_t - Q_{max,0})d_0 + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,0})d_0 + (2T_b)(d_1)] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,0})d_1 + (2T_b)(d_0)] \\ \phi [2(T_b)(d_0 + d_1)] \end{cases}$ $\phi = 0.75$	
Ruptura del tornillo s/acción de apalancamiento	$\phi M_n = \phi M_{np} = \phi [2(P_t)(d_0 + d_1)]$ $\phi = 0.75$	

Suposiciones y comentarios adicionales:

1. Los tornillos de ajuste apretado no deberán ser utilizados para condiciones de carga diferentes a cargas estáticas. Las cargas de temperatura, viento, nieve se consideran estáticas. Las conexiones de extremo con tornillos en ajuste apretado no se recomiendan para miembros sujetos a grandes cargas de fatiga. El AISC y el RCSC solo permiten el uso de tornillos A325 en ajuste apretado.
2. Se deberán considerar requerimientos especiales, que no se encuentran considerados en el enfoque de este documento, para el diseño de conexiones de placa de extremo en área geográficas de alta actividad sísmica. A falta de investigación, no se recomienda el uso de tornillos en ajuste apretado para estas aplicaciones.
3. La distancia mínima recomendada desde la cara del patín de la viga hasta la línea central del tornillo más cercano es el diámetro del tornillo,  $d$ , mas  $1/2$  [in]. Aunque la menor

distancia posible suele dar la conexión más económica, muchos fabricantes prefieren usar una distancia estándar, generalmente de  $2[in]$ .

4. Las conexiones de placa de extremo pueden diseñarse para resistir fuerza cortante en la interfaz entre la placa de extremo y el patín de la columna bajo suposiciones de aplastamiento o deslizamiento crítico. Las juntas en deslizamiento crítico solo se requieren para cargas diferentes a estáticas. Cuando se utilizan juntas en ajuste apretado o pretensadas, es una práctica común asumir que los tornillos en compresión resisten toda la fuerza cortante. Cuando se utilizan tornillos en deslizamiento crítico, se asume que todos los tornillos en la interfaz resisten la fuerza cortante y la interacción cortante-tensión puede ser ignorada.
5. El ancho que se considera efectivo para resistir el momento aplicado, no es mayor que el del patín de la viga,  $b_f$ , más  $1[in]$ .
6. El gramil de los tonillos a tensión no deberá exceder el ancho del patín a tensión de la viga.
7. Normalmente, la soldadura entre el patín de la viga y la placa de extremo se diseña para desarrollar el esfuerzo de fluencia del patín conectado de la viga. Generalmente, esto se logra con soldaduras de penetración completa, pero, alternativamente, se podrán utilizar soldaduras de filete para patines delgados. Cuando el momento aplicado es menor que la resistencia de diseño a la flexión de la viga, la soldadura del patín de la viga a la placa de extremo puede ser diseñada para el momento resistente requerido, pero no deberá ser menor al 60% de la resistencia mínima especificada a la fluencia del alma de la viga.
8. Las soldaduras que conectan el alma de la viga con la placa de extremo en los alrededores de los tornillos a tensión se deberá diseñar para desarrollar la resistencia a la fluencia del alma de la viga, a menos que no se requiera la resistencia total de diseño de la viga. Cuando no se requiera de la resistencia total de diseño las soldaduras deberán diseñarse para desarrollar el 60% de la resistencia mínima específica a la fluencia del alma de la viga.
9. Para la resistencia a cortante de la viga en el alma sobre la placa de extremo, sólo la mitad del peralte de la viga, y la cara interna del patín a compresión o entre la fila interna de tornillos a tensión más dos diámetros de tornillo y la cara interna del patín a compresión, cualquiera que sea la menor, deberá ser usada.

#### Estados limite

Los modos de falla que deberán ser considerados en el diseño de estas conexiones son:

- Fluencia por flexión del material de la placa de extremo cercano a los tornillos a tensión.
- Fluencia por cortante del material de la placa de extremo.
- Ruptura de la placa de extremo por cortante a través de los agujeros exteriores.
- Ruptura de los tornillos, o deslizamiento debido al cortante en la zona de contacto entre la placa de extremo y el patín de la columna.
- Aplastamiento en la placa de extremo o el patín de la columna.
- Ruptura de la soldadura entre el patín a tensión y la placa de extremo o el alma de la viga en la región a tensión y la placa de extremo.
- Fluencia por cortante de la soldadura entre el alma de la viga y la placa de extremo o del metal base de la viga.

#### 6.4.2.1.4 Diseño de soldaduras

Para el diseño de soldaduras que conecten la viga con la placa de extremo se debe tomar en cuenta lo siguiente:

1. Las soldaduras que conectan la placa de extremo con el patín a tensión de la viga son soldaduras de filete que rodean por completo el patín de la viga, o soldaduras de ranura CJP. El tamaño de las soldaduras de filete en el patín a tensión debe ser lo suficientemente grande para desarrollar la fuerza  $P_{uf}$ , resultante del momento factorizado. El tamaño máximo de las soldaduras de filete está limitado en forma arbitraria a  $1/2[in]$ . En caso de que se requiere una mayor capacidad, se recomienda el uso de una soldadura de ranura CJP.

2. Las soldaduras en el patín a compresión pueden ser de tamaño mínimo correspondiente, Tabla 3.4 (Tabla 2.4 de las especificaciones AISC), aunque se pueden hacer tamaños iguales al del patín de tensión, para asegurar la misma resistencia.
3. Las soldaduras al alma de la viga suelen ser de filete, diseñadas para coincidir con el espesor del alma de la viga a la placa de extremo cerca de los tornillos a tensión ( $p_f + 2d$  de la cara interior del patín a tensión) para que desarrollen un 60% de la resistencia mínima a la fluencia especificada del alma de la viga, esto es, aunque no se requiera la resistencia completa a la flexión de diseño de la viga. Si la soldadura de filete utiliza electrodos E70 se requiere que se cumpla la siguiente expresión:

$$2(1.392D) \geq 0.6F_{yb}t_{wb} \quad (6.4.14)$$

4. La soldadura de alma a placa de extremo se considera efectiva en una distancia  $L_v$  para resistir el cortante de extremo de la viga, donde:

$$L_v = \min [L_1, L_2] \quad (6.4.15)$$

con:

$$(6.4.9a)$$

$$L_1 = \frac{d_b}{2} - t_{fb}$$

$$L_2 = d_b - 2t_{fb} - (p_f + 2d) \quad (6.4.9b)$$

Donde:

$L_1$  = Distancia entre el punto medio del peralte de la viga y la cara interna del patín a compresión de la viga, [in]

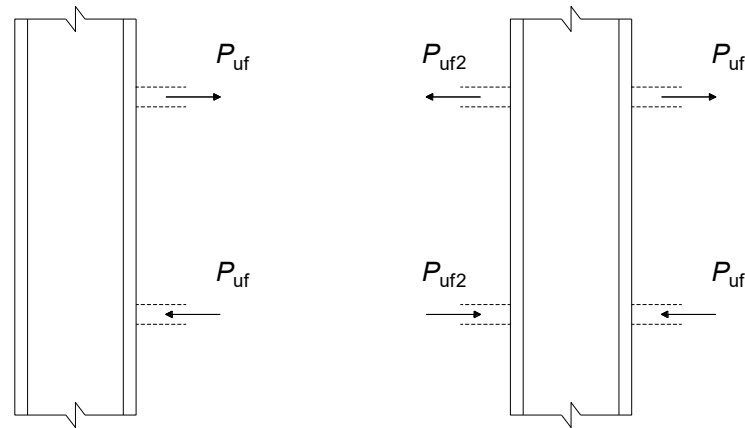
$L_2$  = Distancia entre la fila interna de tornillos a tensión más  $2d$  y la cara interna del patín a compresión de la viga, [in]

$d$  = Diámetro del tornillo

$d_b$  = Peralte de la viga, [in]

## 6.5 Atiesamiento de columnas en conexiones de momento

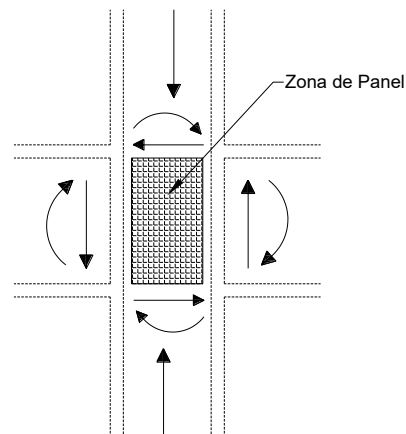
De la descripción de las conexiones de viga a trabe revisadas en los capítulos anteriores, resulta evidente que los patines de la viga o las placas de patín aplican fuerzas concentradas a la columna, que ocasiona un esfuerzo en los patines y el alma de la columna. Son esenciales las transferencias de fuerzas concentradas al patín de la columna, por lo que las especificaciones LRFD en la sección K y las especificaciones del AISC en el capítulo J, se encargan de dar provisiones para este fenómeno. Las conexiones de momento también se conocen como conexiones de fuerzas concentradas dobles, porque hay una fuerza de tensión en uno de los patines y de compresión en el otro que forman un par actuando en el mismo lado de la columna (Figura 6.21a). Cuando dos vigas opuestas coinciden resulta un par de fuerzas concentradas dobles, como se muestra en la Figura 6.21b.



**Figura 6.21 Fuerzas concentradas en columnas**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 877..

El alma de la columna que se encuentra limitada por los patines de la columna y fuerzas concentradas de tensión y compresión impuestas por las conexiones de momento se conoce como zona de panel. (Figura 6.22)



**Figura 6.22 Zona de panel del alma de la columna.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp. 877.

Si los momentos de dos vigas conectadas en los patines opuestos de una columna interior difieren de manera significativa en su magnitud (o cuando se presenta una conexión de viga a columna de un solo lado) se pueden llegar a formar grandes fuerzas cortantes en el alma de la viga dentro de la zona panel.

La zona de panel sufre deformaciones tanto de cortante como de momento que generalmente son responsables por la mayor parte (hasta 50%) de la rotación total de la junta en edificios de múltiples niveles bajo cargas laterales, aun cuando el esfuerzo permanece en el dominio elástico.

Los requerimientos básicos que debe satisfacer cualquier conexión son de resistencia, estabilidad y deformación. Con base en estos requisitos es posible clasificar las provisiones para miembros restringidos sujetos a fuerzas de patín (o placas de patín) concentradas:

1. Requisitos de resistencia: Fluencia local del alma.
2. Requisitos de estabilidad: Inestabilidad del alma y pandeo por compresión del alma.
3. Requisito de deformación: Flexión local del patín.



Además, la seguridad del alma de la columna deberá ser revisada bajo fuerzas cortantes que se desarrollan en la zona de panel.

El requerimiento general para este tipo de cargas puede ser escrito como:

$$R_d > R_u \quad (6.5.1)$$

donde:

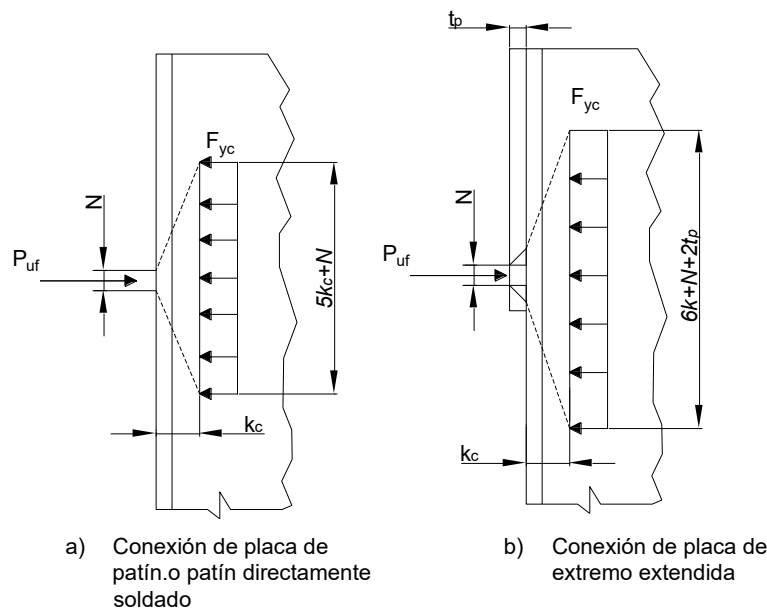
$$R_u = \text{Carga concentrada factorizada aplicada al patín de la columna.}$$

$$R_d = \text{Resistencia de diseño o resistencia permisible, } \phi R_n \text{ o } R_n / \Omega .$$

Subsecuentemente, las conexiones de momento son diseñadas y detalladas con base en las especificaciones antes mencionadas. Esto significa que para una conexión particular viga columna la ecuación (6.5.1) se verifica para los diferentes estados límite enlistados anteriormente. Si las relaciones no se satisfacen, los miembros de la conexión deberán ser reforzados.

### 6.5.1 Fluencia local del alma

Cuando una carga pesada es aplicada al patín de la columna por el patín de la viga o una placa de conexión de patín, la carga es transmitida a través del relativamente ancho patín de la columna a la relativamente estrecha alma de la viga (de  $b_{fb}$  o  $b_{fp}$  a  $t_{wc}$ ). Se considera que la sección crítica se encuentra en el pie del filete de la sección de la columna. (Figura 6.23a), este se localiza a una distancia  $k$ , desde la parte exterior del patín.



**Figura 6.23 Fluencia local del alma.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. Web Chapter 13.1 [www.mhhe.com/Vinnakota](http://www.mhhe.com/Vinnakota)

A bajos niveles de carga el comportamiento es elástico. La intensidad del esfuerzo en el alma de la columna será máxima en el punto de la aplicación de la carga y esta concentración de esfuerzos se difumina y disminuye progresivamente en los puntos lejanos al punto de aplicación de la carga. Se asume que, debido a la ductilidad del acero, cuando la máxima resistencia del alma de la columna es alcanzada, la carga se distribuye uniformemente sobre una distancia del alma contenida por líneas que irradian con un gradiente de  $2^{1/2} : 1$ . La intensidad del esfuerzo se toma como el esfuerzo de

fluencia del acero. La resistencia de diseño  $\phi R_n$  o la resistencia permisible  $R_n/\Omega$  del alma de la columna bajo una fuerza concentrada (tensión o compresión) aplicada al patín de la columna es:

$$R_n = (5k_c + N)t_{wc}F_{yc} \quad (6.5.2)$$

con:

$$\phi = 1.0 \text{ (LRFD)} ; \quad \Omega = 1.5 \text{ (ASD)}$$

donde:

- $N$  = Longitud sobre la cual la carga concentrada es aplicada, [in].
- $k_c$  = Distancia entre la cara exterior del patín de la columna y el pie (raíz) del filete, si la columna es un perfil laminado, o la distancia equivalente si la columna es un perfil compuesto, [in].
- $t_{wc}$  = Espesor del alma de la columna, [in].
- $F_{yc}$  = Esfuerzo de fluencia del alma de la columna, [ksi].
- $P_{nWY}$  = Resistencia nominal del alma de la columna correspondiente al estado límite de fluencia local del alma, [kips].

$N$  se toma como el espesor del patín de la viga,  $t_{fb}$ , o el espesor de la placa de conexión de patín,  $t_{fp}$ , que esté entregando la fuerza concentrada.

Cuando la fuerza de patín concentrada (tensión o compresión) se aplica a una distancia desde el fin de la columna (parte alta "top") es menor o igual al peralte de la columna,  $d_c$ , la resistencia de diseño  $\phi R_n$  o la resistencia permisible/admisible  $R_n/\Omega$  del alma de la columna se reduce a:

$$R_n = (2.5k_c + N)t_{wc}F_{yc} \quad (6.5.3)$$

con:

$$\phi = 1.0 \text{ (LRFD)} ; \quad \Omega = 1.5 \text{ (ASD)}$$

Este criterio de diseño se basa en la fuerza de compresión del patín de la viga (usualmente el que gobierna en el diseño) pero también es aplicable al patín de tensión. Ocasionalmente el patín a tensión llega a regir en el diseño y debe ser revisado.

Si el espesor del alma de la columna,  $t_{wc}$ , es tal que la resistencia de diseño es menor que la resistencia requerida, se necesitará de atiesamiento de la columna en el alma.

### 6.5.2 Inestabilidad del alma

Una investigación experimental y teórica de las cargas inestables de placas de traveses esbeltas sujetas a cargas localizadas en los bordes como se muestra en la Figura 6.24 fue presentada por Roberts [1971]. Las traveses simplemente apoyadas con claro  $L$ , fueron cargados con una fuerza central  $P$ , distribuida uniformemente sobre una pequeña distancia  $N$ . El espesor del alma,  $t_{wc}$ ; el espesor del patín,  $t_{fc}$ ; el peralte de la trabe,  $d_c$  y el esfuerzo de fluencia del acero  $F_{yc}$  son los parámetros considerados en el estudio.

Las especificaciones del AISC (basadas en ese estudio) estipulan para las porciones del alma sin atiesamiento de miembros bajo cargas concentradas, la resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , o la resistencia permisible  $R_n/\Omega$  a la inestabilidad del alma, cuando la carga concentrada es aplicada a una distancia no menor a  $1/2 d_c$  desde el fin del miembro es:

$$R_n = 0.8t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{EF_{yc} \frac{t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (6.5.4)$$

con:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} ; \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

donde:

- $N$  = Longitud sobre la cual la carga concentrada es aplicada, [in].  
 $t_{fc}$  = Espesor del patín de la columna, [in].  
 $t_{wc}$  = Espesor del alma de la columna, [in].  
 $F_{yc}$  = Esfuerzo de fluencia del alma de la columna.  
 $d_c$  = Peralte de la columna, [in].

Cuando la carga concentrada es aplicada a una distancia menor a  $1/2 d_c$

- i. Para  $N/d_c \leq 0.2$

$$R_n = 0.4t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{EF_{yc} \frac{t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (6.5.5)$$

con:

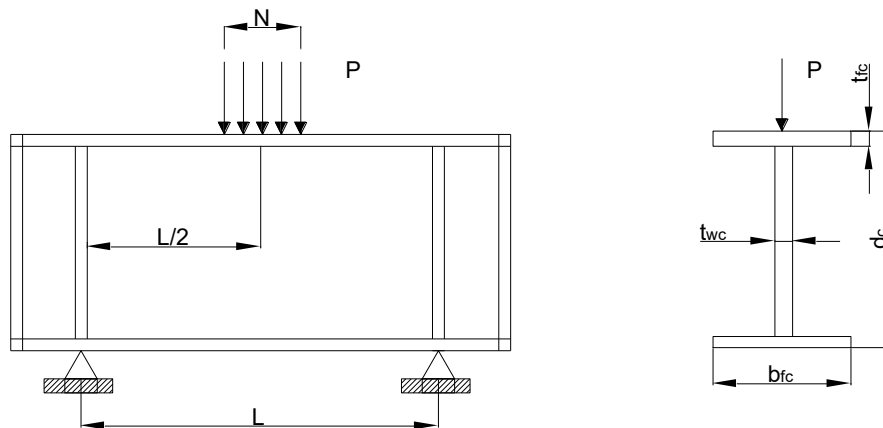
$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} ; \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

- ii. Para  $N/d_c > 0.2$

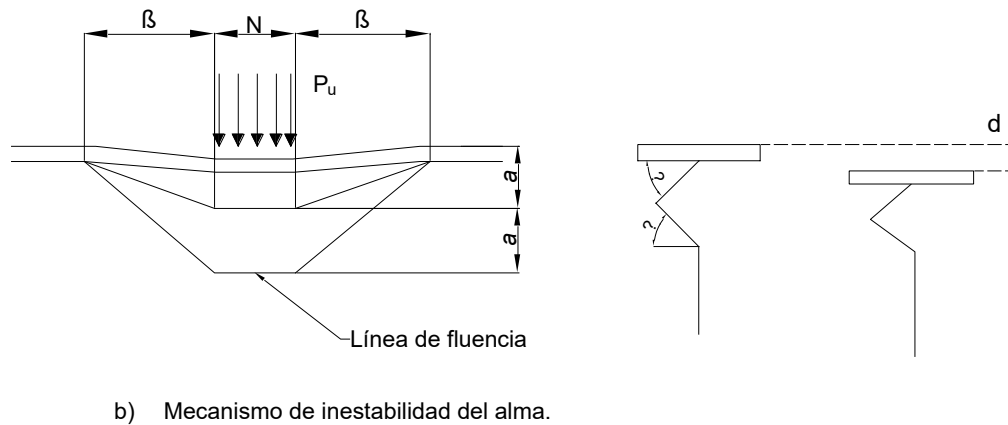
$$R_n = 0.4t_{wc}^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{EF_{yc} \frac{t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (6.5.6)$$

con:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} ; \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$



a) Viga sujeta a carga en el borde



b) Mecanismo de inestabilidad del alma.

**Figura 6.24 Carga y mecanismo de inestabilidad del alma.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. Web Chapter 13.1 www.mhhe.com/Vinnakota*

### 6.5.3 Pandeo por compresión del alma

El estado límite de pandeo por compresión del alma, aplica al alma de un miembro cuando un par de fuerzas simples concentradas o cuando la componente de compresión en un par de fuerzas concentradas dobles son aplicadas a ambos patines de un miembro en el mismo lugar. El modelo matemático para esta falla por pandeo está basado en una placa rectangular de longitud  $a$ , ancho  $h$ , y espesor  $t$ , simplemente apoyada en los cuatro lados, sujeta a una fuerza concentrada compresivas  $P$  a media distancia de cada uno de los lados opuesto. A través de este modelo, las especificaciones del AISC ajustaron los resultados, por lo tanto, para las porciones de alma de miembros bajo cargas concentradas en los dos patines sin atiesado la resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , o la resistencia permisible  $R_n/\Omega$  a la compresión del alma es:

$$R_n = \frac{24t_{wc}^3\sqrt{EF_{yc}}}{h_c} \tag{6.5.7}$$

con:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} ; \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

donde:

- $t_{wc}$  = Espesor del alma de la columna, in
- $F_{yc}$  = Esfuerzo de fluencia del alma de la columna
- $h_c$  = Peralte de la columna libre de filetes, in.

Esta ecuación es aplicable a pares de fuerzas de compresión concentradas para las que  $N/d_c$  es pequeño ( $< 1$ ). Cuando  $N/d_c$  no es pequeño, de acuerdo con las especificaciones del AISC Capitulo E, el alma del miembro deberá ser diseñado como un miembro a compresión. Nuevamente, si el espesor de la columna  $t_{wc}$  es tal que la resistencia de diseño o permisible a la compresión es menor que la resistencia requerida, se deberá proveer, ya sea un par de atiesadores transversales (uno en cada lado del alma), o una placa de refuerzo que deberá extenderse la profundidad total del alma de la columna. Cuando el par de fuerzas de compresión concentradas a ser resistidas es aplicado a una distancia del fin de la columna menor a  $1/2 d_c$ , la resistencia de diseño o permisible deberá reducirse en un 50%.

### 6.5.4 Flexión local en el patín

La fuerza de tensión del patín de la viga (o placa de patín), puede producir una excesiva deformación por flexión del patín de la columna y causar un sobre esfuerzo de la soldadura que une el patín (o la placa de patín) al patín de la columna directamente en línea con el alma de la columna. Esta flexión local del patín ocurre tanto en la dirección transversal como longitudinal al eje de la columna como se muestra en la Figura 6.25.

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , o la resistencia permisible  $R_n/\Omega$  de la columna al pandeo local del patín es dada por la siguiente ecuación:

$$R_n = 6.25t_{fc}^2 F_{yc} \quad (6.5.8)$$

con:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} ; \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

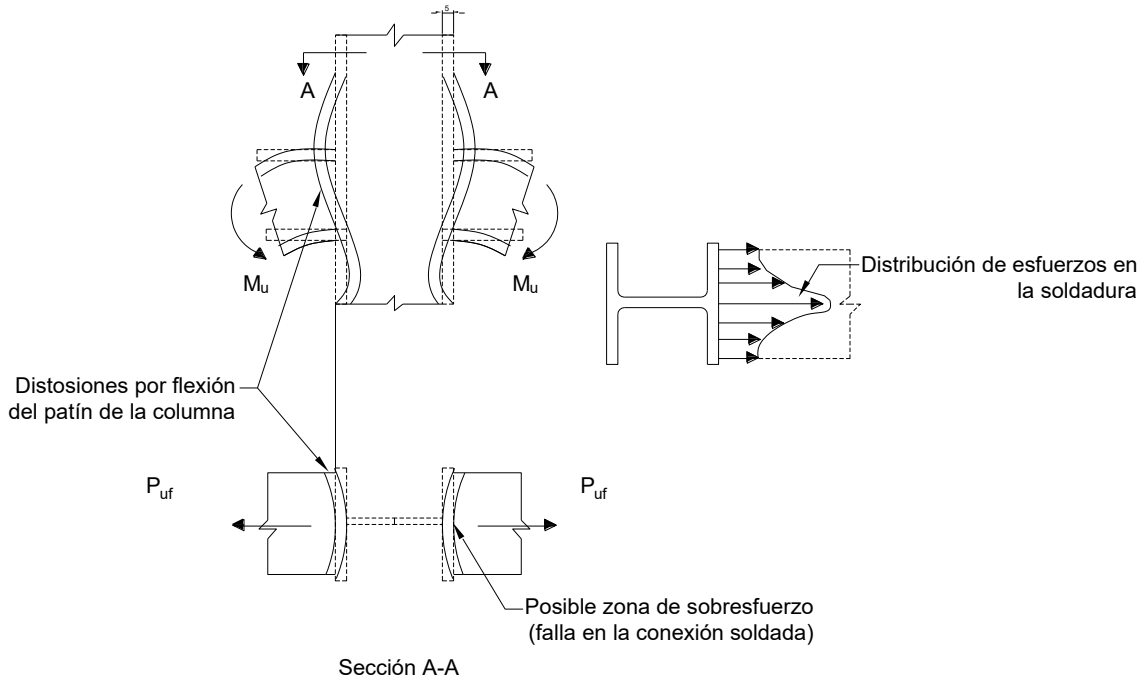
donde:

$$\begin{aligned} t_{fc} &= \text{Espesor del alma de la columna, in} \\ F_{yc} &= \text{Esfuerzo de fluencia del alma de la columna} \end{aligned}$$

Si la longitud de carga  $b_{fb}$  o  $b_{fp}$  medida a través del patín de la columna es menor a  $0.15b_{fc}$  donde  $b_{fc}$  es el ancho del patín de la columna, la flexión local del patín no será crítica y la ecuación (6.5.9) no tiene que ser revisada.

Si la distancia del extremo de la columna a la línea central del patín a tensión de la viga conectada o la placa de patín es menor a  $10t_{fc}$ , la resistencia de diseño o permisible deberá reducirse en un 50%.

Si el espesor del alma de la columna,  $t_{wc}$ , es tal que la resistencia de diseño es menor que la resistencia requerida, serán necesarios un par de atiesadores transversales uno a cada lado del alma de la columna en línea con el patín a tensión de la viga. Tales atiesadores deberán extenderse por lo menos la mitad de la profundidad del alma de la columna.



**Figura 6.25 Fluencia local del patín.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. Web Chapter 13.1 [www.mhhe.com/Vinnakota](http://www.mhhe.com/Vinnakota)

### 6.5.5 Cortante en la zona de panel

Si los momentos en las vigas conectadas a los patines opuestos de una columna difirieren significativamente en magnitud, pueden producir grandes fuerzas de cortante en el alma de la columna dentro de la zona denominada como de panel. La Figura 6.26a muestra un edificio de tres crujías, dos pisos de marco rígido sin contraventeo bajo cargas factorizadas (cargas gravitacionales y viento desde la derecha). Las vigas que forman parte de tales marcos rígidos deben resistir momentos de extremo que resulten de las cargas gravitacionales (vivas y muertas) y cargas laterales (viento o sismo). La Figura 6.26, muestra la distribución de momentos de dos vigas, en las que los extremos 1 y 2 están conectados a una conexión "J" del marco. Note que las contribuciones de las cargas factorizadas, tanto del componte gravitacional como de la horizontal se muestran de manera separada. También note que el momento por viento del lado de barlovento de la columna son aditivos a los momentos por gravedad, mientras que en el lado de sotavento de la columna actúan en direcciones opuestas y solo el momento resultante (neto) debe usarse. Cuando los momentos son aditivos es conservador usar las cargas vivas y muertas totales, sin embargo, cuando los momentos se oponen, el diseñador podrá elegir asumir que solo las cargas muertas gravitacionales son efectivas. Para determinar el cortante en el alma, el cortante para el piso en la columna de arriba se resta de la fuerza neta debida a los momentos de la viga. Las fuerzas resultantes que actúan en los miembros en la junta (conexión) "J" son mostrados en la Figura 6.26c. El equilibrio de las fuerzas que actúan en el atiesadores superior y en el alma de la columna en la dirección horizontal (Figura 6.26d) nos da:

$$V_{uz} = P_{uf1} - P_{uf2} - V_{uc} \tag{6.5.9}$$

Con:

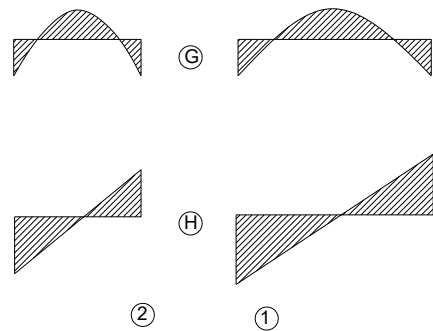
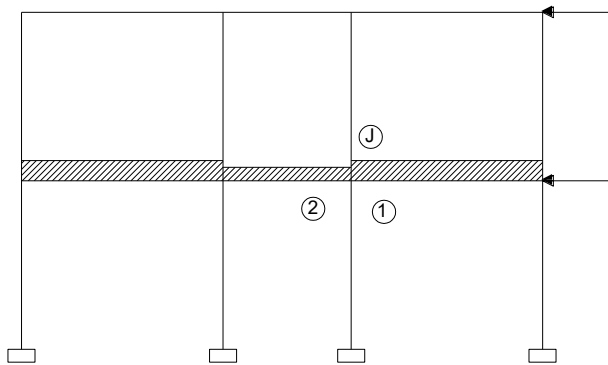
$$P_{uf1} = \frac{M_{u1}}{d_{m1}}; \quad P_{uf2} = \frac{M_{u2}}{d_{m2}} \tag{6.5.10a}$$

$$M_{u1} = M_{u1G} + M_{u1H} \tag{6.5.10b}$$

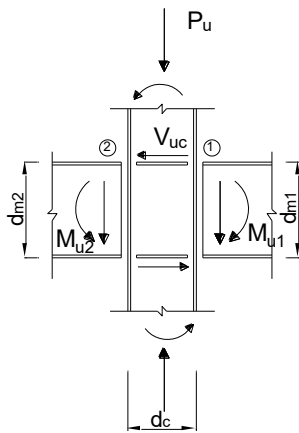
$$M_{u2} = M_{u2G} + M_{u2H} \tag{6.5.10c}$$

donde:

- $M_{u1G}$  = Momento en el extremo 1 debido a las cargas factorizadas gravitacionales en el marco, [in - kips]
- $M_{u1H}$  = Momento en el extremo 1 debido a las cargas factorizadas horizontales en el marco, in.-kips
- $M_{u2G}$  = Momento en el extremo 2 debido a las cargas factorizadas gravitacionales en el marco, in.-kips
- $M_{u2H}$  = Momento en el extremo 2 debido a las cargas factorizadas horizontales en el marco, in.-kips
- $V_{uz}$  = Cortante en la zona de panel, kips
- $d_{m1}, d_{m2}$  = Distancia entre las fuerzas de patín en una conexión de momento, in

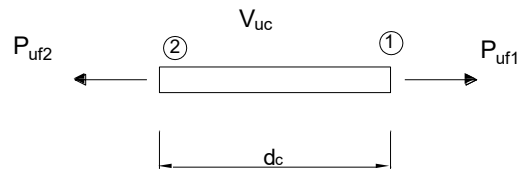


Marco totalmente restringido (FR)



Fuerzas actuantes en el interior de una conexión de viga a columna

Momentos en los extremos de las vigas 1 y 2 bajo cargas gravitacionales y laterales



Fuerzas actuantes en el atiesador superior y el alma de la columna

**Figura 6.26 Cortante en la zona de panel en una columna interior.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. Web Chapter 13.1 [www.mhhe.com/Vinnakota](http://www.mhhe.com/Vinnakota)

La resistencia máxima a cortante del alma es  $F_{yc}d_{ct_{wc}}$ , donde  $F_{yc}$  es el esfuerzo de fluencia de la columna en cortante. La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , o la resistencia permisible  $R_n/\Omega$  del alma de la columna para bajos niveles de carga axial en la columna es:

$$R_n = (0.6F_{yc})d_c t_{wc} \quad (6.5.11)$$

con:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} ; \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

donde:

$$\begin{aligned} d_c &= \text{Peralte de la columna, in} \\ t_{wc} &= \text{Espesor del alma de la columna, in} \end{aligned}$$

Para las almas sujetas a cortantes altos en combinación con altas cargas axiales ( $P_u > 0.4P_y$ ) los efectos perjudiciales de la interacción de cortante y fuerzas axiales debe ser considerado usando la siguiente relación:

$$R_n = (0.6F_{yc})d_c t_{wc} \left[ 1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right] = V_{nc1} \left[ 1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right] \quad (6.5.12)$$

con:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} ; \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

donde:

$$\begin{aligned} P_u &= \text{Carga axial factorizada en la columna, kips} \\ P_y &= \text{Resistencia a la fluencia axial de la columna} = (A_c F_{yc}), \text{ kips} \end{aligned}$$

Si las ecuaciones no se satisfacen, el alma no es lo suficientemente gruesa para resistir las fuerzas cortantes en la zona de panel, la conexión puede ser reforzada soldado una placa de refuerzo al alma o atiesadores diagonales.

Podemos resumir lo siguiente:

- Donde se localice la componente a tensión de fuerzas concentradas dobles, los estados límite de fluencia local del alma y flexión local del patín deberán ser revisados.
- Donde se localice la componente a compresión de fuerzas concentradas dobles, los estados límite de fluencia local del alma e inestabilidad del alma deberán ser revisados.
- Donde se localicen las componentes a compresión de un par de fuerzas concentradas dobles, el estado límite de pandeo en el alma deberá ser revisado.
- El estado límite de cortante en la zona de panel deber ser revisado en todas las conexiones de momento de viga a columna.

### 6.5.6 Diseño de atiesadores

Si alguna de las resistencias de diseño es menor que la carga concentrada factorizada,  $P_{uf}$ , se requerirá de un refuerzo en la zona de panel. El refuerzo que se provea deberá soportar el exceso de fuerzas concentradas en el patín que el alma o el patín de la columna no pueda soportar. Del equilibrio horizontal se obtiene:

$$P_{ur} = P_{uf} - P_d \quad (6.5.13)$$

donde:

$$\begin{aligned} P_{ur} &= \text{Resistencia requerida en la zona de panel} \\ P_d &= \text{Resistencia de diseño de cualquiera de los estados limite mencionados anteriormente} \end{aligned}$$



Sin embargo, los atiesadores son muy caros, especialmente si deben encajar entre los patines de la columna. En muchos casos sería mucho más económico para el diseñador seleccionar una sección más pesada que la se requiere para las cargas primarias de la viga-columna pero que no requeriría atiesadores.

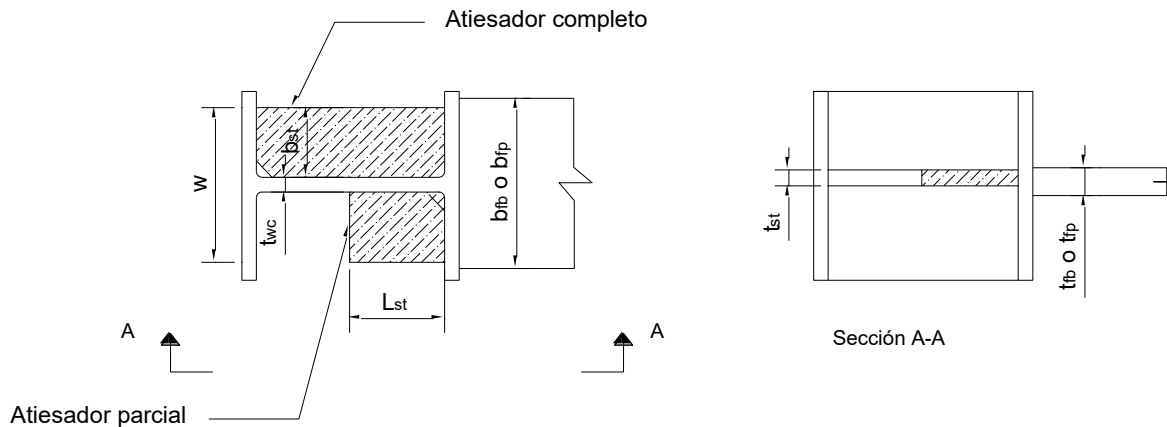
### 6.5.6.1 Atiesadores transversales

El área requerida de los atiesadores transversales puede ser obtenida de la siguiente relación:

$$A_{st} \geq \frac{P_{ur}}{F_{d,st}} \quad (6.5.14)$$

donde:

$P_{ur}$	= Resistencia requerida de los atiesadores
$F_{d,st}$	= Esfuerzo de diseño en el atiesador
	= $\phi F_{y,st} = 0.9F_{y,st}$
	= $\phi F_{cr,st} \approx 0.85F_{y,st}$
$F_{y,st}$	= Esfuerzo de fluencia del material del atiesador, ksi
$A_{st}$	= Área del atiesador, $in^2$



**Figura 6.27 Atiesadores transversales**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. Web Chapter 13.1 [www.mhhe.com/Vinnakota](http://www.mhhe.com/Vinnakota)

El atiesador transversal estándar es una manera eficiente de rigidizar el alma de una columna (Figura 6.27). Debe notarse que la mayoría de los atiesadores transversales en las columnas son fabricados en acero A36, ya que la rigidez y la estabilidad, en lugar de la resistencia, gobiernan el diseño del atiesador. Las siguientes reglas influyen en el diseño de estos atiesadores:

1. Los atiesadores deberán ser colocados en pares de puntos de concentración de cargas en las columnas cuando quiera que la fuerza requerida en el patín,  $P_{uf}$ , exceda la resistencia de diseño.
2. Si la fuerza concentrada,  $P_{uf}$ , excede las resistencias de diseño de fluencia en el alma, inestabilidad del alma o flexión en el patín, los atiesadores no necesitan extenderse más de la mitad de la profundidad del alma cuando una viga es conectada a un solo patín, como pasa en una columna exterior. Cuando hay vigas conectadas a ambos patines de una columna, opuestas una a la otra, y se necesitan atiesadores, el atiesador deberá extenderse continuamente entre los patines de la columna (Figura 6.27).
3. Si la carga compresiva concentrada,  $P_{uf}$ , excede la resistencia de diseño a la inestabilidad del alma o al pandeo en el alma, los atiesadores deben ser diseñados como columnas axialmente comprimidas de acuerdo con la sección E2 de las especificaciones del AISC. La longitud efectiva de esta columna se toma igual a  $0.75h_c$ . La sección transversal de la

columna se asume que consiste de los dos atiesadores y una porción del alma con un ancho de  $25t_{wc}$ .

- El espesor de un atiesador transversal no deberá ser menor que  $1/2 t_{fp}$ , donde  $t_{fp}$  es el espesor del patín de la viga o de la placa de patín. El ancho de cada atiesador mas la mitad del espesor del alma de la columna, no deberá ser menor que  $1/3$  del ancho del patín o la placa de patín, esto es:

$$t_{st} \geq 1/2 t_{fp} ; b_{st} \geq 1/3 b_{fp} - 1/2 t_{wc} \quad (6.5.15)$$

- La relación ancho-espesor del atiesador debe satisfacer la Sección B5.1 de las especificaciones del AISC, por lo tanto, para prevenir el pandeo local, la relación está limitada (cuando el atiesador y la columna están hechos del mismo grado de acero) por:

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{y.st}}} \quad (6.5.16)$$

Sin embargo, los atiesadores hechos de acero A36 colocados en columnas hechas de acero de alta resistencia se deformarán inelásticamente, para todos los valores de esfuerzo de la columna arriba de los 36 [ksi] del atiesador. Esto hace razonable que se trate al atiesador de la misma manera que un elemento que se proyectó de secciones de viga compactas se requiere que:

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{y.st}}} \quad (6.5.17)$$

#### Soldaduras en los atiesadores trasversales

- Cuando se necesitan atiesadores transversales, son soldados en taller.
- Para resistir fuerzas concentradas, el atiesador debe ser soldado directamente al patín donde la fuerza de tensión concentrada es impuesta. Esta soldadura se diseña para desarrollar la resistencia requerida del atiesador,  $P_{ur}$ . Soldaduras de filete son preferibles, sin embargo, pueden llegar a requerirse soldaduras de ranura CJP cuando la fuerza en el atiesador sea grande.
- Cuando se utilizan atiesadores de profundidad parcial para fuerzas concentradas compresivas, algunos fabricantes prefieren terminar el extremo hasta el contacto para aplastamiento.
- Una soldadura en el alma siempre se requiere para atiesadores de profundidad parcial. Algunas veces resulta económico extender el atiesador de profundidad parcial más allá de la mitad de la profundidad del alma para reducir el tamaño de soldadura.
- Las soldaduras de filete son preferibles para conexiones entre el atiesador y el alma de la columna CJP y PJP raramente son requeridas.
- Si las fuerzas concentradas de conexiones de momento opuestas en una junta son iguales, pueden, en teoría, ser transferidas enteramente a través de los atiesadores sin ninguna fijación al alma de la columna, excepto para el estado límite de pandeo por compresión en el ama y/o para prevenir que el atiesador se pandee como la columna. Algunas veces, estas fuerzas no son iguales. La fuerza axial diferencial debe ser transferida al alma de la columna. En estos se requieren tamaños de soldadura apropiados.

#### 6.5.6.2 Placas de refuerzo

Una placa de refuerzo o un par de placas de refuerzo pueden utilizarse para reforzar el alma de una columna que resulte inadecuada para los estados límite de fluencia local en el alma, pandeo en el alma por compresión o cortante en la zona de panel (Figura 6.28). Una placa “dobladora” requiere cantidades considerables de soldadura y puede causar distorsiones significativas en los patines de la columna, si la placa de refuerzo es gruesa. Por lo tanto, si se requiere de una placa de refuerzo

más gruesa que el alma de la columna o de  $1/4$  [in], se deberá considerar el uso de dos placas menos gruesa, una en cada lado del alma de la columna. Las placas delgadas de refuerzo pueden estar sujetas a pandeo por cortante. Si la placa de refuerzo tiene las dimensiones  $t_p \times d_{dp} \times h_{dp}$  y un esfuerzo de fluencia  $F_{y,dp}$ , el pandeo por cortante no precederá la fluencia por cortante si:

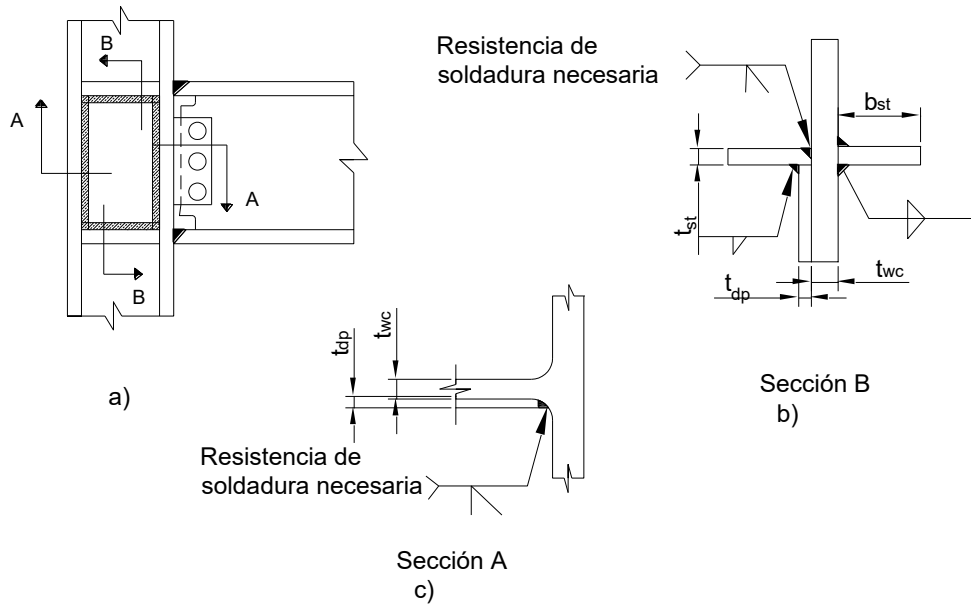
$$\lambda < \lambda_{pv} = 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{y,dp}}} \tag{6.5.18}$$

Donde

$$\lambda = \frac{d_{dp}}{t_{dp}}$$

$$\alpha = \frac{h_{dp}}{d_{dp}}$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\alpha^2}$$



**Figura 6.28 Refuerzo para la zona de panel en el alma con una doble placa.**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. Web Chapter 13.1 [www.mhhe.com/Vinnakota](http://www.mhhe.com/Vinnakota)

### 6.5.6.3 Atiesadores diagonales

Para reforzar el alma de una columna que es inadecuada para cortante en la zona panel, un par de atiesadores diagonales pueden ser utilizados. Estos se localizan a lo largo de la diagonal de compresión del alma en la zona de panel, forman las diagonales de una armadura con los patines como elementos verticales (Figura 6.29). El área  $A_{st}$  del atiesador debe ser suficiente para la componente compresiva horizontal de la fuerza del atiesador para compensar la deficiencia en la resistencia a cortante del alma de la columna. Por lo tanto, si  $\theta$  es la inclinación del atiesador diagonal con respecto a la horizontal y  $P_{u,st}$  la resistencia requerida a la compresión de los atiesadores diagonales, tenemos:

$$P_{u,st} \cos \theta = V_{ur} \rightarrow P_{u,st} = \frac{V_{ur}}{\cos \theta} \tag{6.5.19}$$

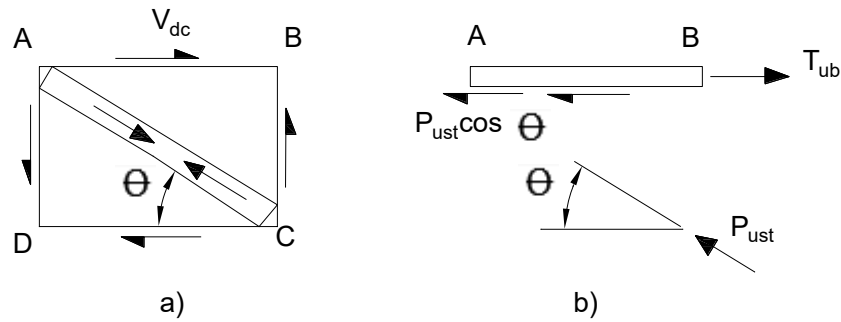
La resistencia de diseño (LRFD) del atiesador diagonal es:

$$R_d = 0.85 F_{cr,st} A_{st} \tag{6.5.20}$$

Donde:

- $F_{cr,st}$  = Esfuerzo de diseño del atiesador diagonal actuando como una columna simplemente apoyada de longitud  $L_{st}$
- =  $F_{y,st}$  para cálculos preliminares
- $A_{st}$  = Área del atiesador transversal
- =  $(2 = h_{st} + t_{wc})t_{st}$

La fuerza total en el atiesador diagonal deberá ser desarrollada en cada extremo, como en cualquier diagonal de armadura, se pueden usar soldaduras de filete o de ranura. Los atiesadores diagonales prevendrán el pandeo del alma de la columna.



**Figura 6.29 Atiesador Diagonal**

Fuente: Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. pp.851.

## 6.6 Ejemplos

### 6.6.1 Ejemplo 1. Conexión de placa de extremo cortante

Diseñe una conexión de placa de extremo en cortante para la viga W21X14 al patin de una columna W12X58. La reacción factorizada de extremo es de 110 [kip]. La trabe y las columnas son de acero A992. Suponga tornillos tipo A325-N de  $\frac{3}{4}$  [in] de diámetro y electrodos E70. La viga es adecuada.

Solución:

Resistencia de los tornillos:

Resistencia a cortante

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_n A_b \\ &= 0.75 \times 48 \times 0.4418 = 15.9 \text{ Kips}\end{aligned}$$

Resistencia al aplastamiento (la deformación es una consideración de diseño)

Para la placa de extremo en cortante (se supone una placa con ancho unitario)

Tornillo interior con  $s = 3$  in

$$\phi R_n = \min[(\phi 2.4dtF_u), (\phi 1.2L_c tF_u)]$$

Para el estado límite de deformación (menores a 0.25 in)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 2.4dtF_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 58 \\ &= 78.3 \text{ kips} \leftarrow \text{rige}\end{aligned}$$

Para el estado límite de desgarramiento por cortante de la placa conectada:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2L_c tF_u \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 2.1875 \times 1 \times 58 \\ &= 114.18 \text{ kips}\end{aligned}$$

Para el tornillo extremo con  $L_e = 1\frac{1}{4}$  in

$$\phi R_n = \min[(\phi 2.4dtF_u), (\phi 1.2L_c tF_u)]$$

Para el estado límite de deformación (menores a 0.25 in)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 2.4dtF_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 58 \\ &= 78.3 \text{ kips}\end{aligned}$$

Para el estado límite de desgarramiento por cortante de la placa conectada:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2L_c tF_u \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 0.843 \times 1 \times 58 \\ &= 44.07 \text{ kips} \leftarrow \text{rige}\end{aligned}$$

Para el patín de la columna (se supone un patín de ancho unitario):

Para el estado límite de deformación (menores a 0.25 in)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 2.4dtF_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 65 \\ &= 87.75 \text{ kips}\end{aligned}$$

Ahora seleccionamos de la tabla 10-4 del Manual AISC, para tornillo de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro tipo A325-N, seleccionamos 5 filas de tornillos y un espesor de placa de  $\frac{1}{4}$  in, que, de acuerdo a la Tabla, nos proporciona una resistencia de diseño de tornillo y placa de extremo de:

$$\phi R_n = 125 \text{ kips} > R_u = 110 \text{ kips} \text{ O.K.}$$

Además, de acuerdo con la Tabla 10-4, una soldadura de  $\frac{3}{16}$  in proporciona una resistencia de diseño al cortante de 118 kips. Para un material de viga con un  $F_y = 50 \text{ ksi}$ , el espesor mínimo del alma debe ser de 0.286 in, debido a que en la realidad  $t_w = 0.350 \text{ in} > 0.286 \text{ in}$ , por lo tanto, no es necesaria una corrección, también, de los anterior podemos concluir que la resistencia a cortante del metal base no rige la resistencia de la soldadura.

El gramil factible para una W12X58 es de  $5\frac{1}{2}$  in. Por ello, asegure una distancia al extremo de  $1\frac{1}{4}$  in, el ancho de la placa de extremo,  $b_{ep}$ , es de 8 in. Además, proporcione un espaciamiento vertical,  $s$ , de 3 in y distancia al extremo,  $L_{ev} = 1\frac{1}{4}$  in para los tornillos. La dimensión vertical de la placa,  $L_{ep} = 4(3) + 2(1\frac{1}{4}) = 14\frac{1}{2}$  in. Tenemos:

$$L_{ep} = 14\frac{1}{2} > \frac{1}{2}T = 9.19 \text{ in O.K.}$$

$$L_{ep} = 14\frac{1}{2} < T = 18.4 \text{ in O.K}$$

Utilice una placa PL  $\frac{1}{4} \times 8 \times 14\frac{1}{2}$  con 10 tornillos A325-N de  $\frac{3}{4}$  in en agujeros estándar y soldaduras E70 de  $\frac{3}{16}$  in.

Estados límite de resistencia:

Resistencia a cortante del tornillo=  $10(15.9) = 159 \text{ kips}$

Resistencia al aplastamiento del tornillo sobre la placa de extremo

$$= [8(73.3) + 2(44.0)](\frac{1}{4}) = 179 \text{ kips}$$

Resistencia al aplastamiento de los tornillos sobre la columna:

$$= 10 \times 87.7 \times 0.64 = 561 \text{ kips}$$

Fluencia por cortante de placa de extremo (Sección J4 de las Especificaciones AISC)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0.60 F_y A_g \quad \text{con } \phi = 1.00 \\ &= 1.00 \times 0.60 \times 36 \times (14.5 \times \frac{1}{4} \times 2) = 156.6 \text{ kips} \end{aligned}$$

Ruptura por cortante de la placa de extremo (Sección J4 de las Especificaciones AISC)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0.60 F_u A_{nv} \quad \text{con } \phi = 0.75 \\ &= 0.75 \times 0.60 \times 58 \times \left[ \left( (14.5 - 1\frac{1}{4}) - 4.5(\frac{7}{8}) \right) \times \frac{1}{4} \times 2 \right] = 121.52 \text{ kips} \end{aligned}$$

Resistencia por cortante de la soldadura:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_w A_w \\ &= 2 \times 0.75 \times (0.60 \times 70) \left( 0.707 \times \frac{3}{16} \times \left( 14.5 - 2 \left( \frac{3}{16} \right) \right) \right) = 118 \text{ kips} \leftarrow \text{Rige} \end{aligned}$$

### 6.6.2 Ejemplo 2. Conexión de placa sencilla

Diseñe una conexión de placa sencilla para una viga de piso W18  $\times$  35 al alma de una trabe W21  $\times$  44. La reacción de extremo factorizada es de 52 kips. La viga y la trabe son de acero A992. Hay una

conexión similar en el otro lado del alma de la trabe. Use tornillos A325-N de  $3/4$  in de diámetro en agujeros estándar y electrodos E70.

Solución:

Resistencia de los tornillos:

Resistencia a cortante

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_n A_b \\ &= 0.75 \times 48 \times 0.4418 = 15.9 \text{ Kips}\end{aligned}$$

Resistencia al aplastamiento (la deformación es una consideración de diseño)

Para la placa de extremo en cortante (se supone una placa con ancho unitario)

Tornillo interior con  $s = 3$  in

$$\phi R_n = \min[(\phi 2.4dtF_u), (\phi 1.2L_c tF_u)]$$

Para el estado límite de deformación (menores a 0.25 in)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 2.4dtF_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 58 \\ &= 78.3 \text{ kips} \leftarrow \text{rige}\end{aligned}$$

Para el estado límite de desgarramiento por cortante de la placa conectada:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2L_c tF_u \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 2.1875 \times 1 \times 58 \\ &= 114.18 \text{ kips}\end{aligned}$$

Para el tornillo extremo con  $L_e = 1 \frac{1}{4}$  in

$$\phi R_n = \min[(\phi 2.4dtF_u), (\phi 1.2L_c tF_u)]$$

Para el estado límite de deformación (menores a 0.25 in)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 2.4dtF_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 58 \\ &= 78.3 \text{ kips}\end{aligned}$$

Para el estado límite de desgarramiento por cortante de la placa conectada:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2L_c tF_u \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 0.843 \times 1 \times 58 \\ &= 44.07 \text{ kips} \leftarrow \text{rige}\end{aligned}$$

Para el alma de la trabe (se supone un patín de ancho unitario):

Para el estado límite de deformación (menores a 0.25 in)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 2.4dtF_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 65 \\ &= 87.75 \text{ kips}\end{aligned}$$

Para el estado límite de desgarramiento por cortante de la placa conectada:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2L_c tF_u \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 0.843 \times 1 \times 65 \\ &= 49.4 \text{ kips} \leftarrow \text{rige}\end{aligned}$$

## Selección de la placa

Trataremos el apoyo como rígido, debido a que la trabe tiene conexiones concurrentes en ambos lados. (además para el manual AISC, no existe condición de apoyo flexible). De la Tabla 10-9 del Manual AISC, para tornillos tipo A325-N de  $3/4$  in de diámetro en agujeros estándar, seleccione 4 filas de tornillos, placa de  $5/16$  in y soldaduras de filete de  $1/4$  in. Obteneos la resistencia de diseño correspondiente a un apoyo rígido, 63.6 kips.

El propósito de este ejercicio no es conocer la resistencia de una viga recortada, por lo tanto asumiremos que tiene la resistencia suficiente, aunque creemos necesario aclarar que puede ser obtenida de la Tabla 10-1 del Manual LRFD.

Si suponemos una distancia  $a = 2\ 1/2$ ,  $L_{ev} = 1\ 1/2$  y  $L_{eh} = 1\ 1/2$  in, el ancho de la placa sería de  $2\ 1/2 + 1\ 1/2 = 4$  in. La longitud vertical la obtenemos al sumar:  $3(3) + 2(1\ 1/2) = 12$  in.

Así, seleccione una  $PL\ 5/16 \times 4 \times 12$  de acero A36 y suéldela al alma de la trabe de soporte con dos soldaduras de filete de  $1/4$  in. Use 4 tornillos A325-N de  $3/4$  in de diámetro en agujeros estándar, con espaciamiento de 3 in y una distancia al extremo de  $1\ 1/2$  in para conectar la viga a la placa de cortante.

## Revisión de resistencias

Resistencia a cortante del tornillo =  $4(15.9) = 63.6$  kips

Resistencia al aplastamiento del tornillo sobre la placa de extremo

$$= [3(73.3) + 1(44.0)]\left(\frac{5}{16}\right) = 87.2 \text{ kips } O.K.$$

## Fluencia por cortante en la placa

(Sección J4 de las Especificaciones AISC)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0.60 F_y A_g \quad \text{con } \phi = 1.00 \\ &= 1.00 \times 0.60 \times 36 \times \left(12 \times \frac{5}{16}\right) = 81.0 \text{ kips}\end{aligned}$$

(LRFD)

$$\begin{aligned}R_{dpy} &= 0.90(0.60 F_{yp}) L t_p \\ &= 0.9(0.60)(36)(12)\left(\frac{5}{16}\right) = 72.9 \text{ kips}\end{aligned}$$

Ruptura por cortante en la placa (Sección J4 de las Especificaciones AISC)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0.60 F_u A_{nv} \quad \text{con } \phi = 0.75 \\ &= 0.75 \times 0.60 \times 58 \times \left[\left(12 - 1\ 1/2\right) - 3.5\left(\frac{7}{8}\right)\right] \times \frac{5}{16} = 60.66 \text{ kips} \leftarrow \text{Rige}\end{aligned}$$

Resistencia por cortante de la soldadura:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_w A_w \\ &= 2 \times 0.75 \times (0.60 \times 70) \left(0.707 \times \frac{1}{4} \times \left(12 - 2\left(\frac{1}{4}\right)\right)\right) = 128.07 \text{ kips}\end{aligned}$$

Relación de aspecto de la placa

$$\frac{2a}{L} = \frac{2(2.5)}{12} = 0.42$$



Para evitar el pandeo local de la placa a flexión revisamos el espesor mínimo de la placa:

$$T_{p \min} = \max \left[ \frac{L}{234} \sqrt{\frac{F_y}{k}} ; \frac{1}{4} \text{ in} \right] = \left[ \frac{12}{234} \sqrt{\frac{36}{9.32}} ; \frac{1}{4} \text{ in} \right]$$

$$T_{p \min} = \max \left[ 0.10 ; \frac{1}{4} \text{ in} \right] = \frac{1}{4} \text{ in} < t_p = 5/16 \text{ O.K.}$$

Nota:  $k$  se obtiene de la Tabla 9-9 del LRFD, de no contar con esta tabla se puede establecer  $1/4$  in como el mínimo grosor.

Para el máximo grosor

$$T_{p \max} = \max \left[ \left( \frac{d}{2} + \frac{1}{16} \right) ; t_{p \min} \right] = \max \left[ \left( \frac{0.75}{2} + \frac{1}{16} \right) ; \frac{1}{4} \right]$$

$$T_{p \max} = \max \left[ 0.4375 ; \frac{1}{4} \right] = 0.4375 = 7/16 \text{ in} > 5/16 \text{ O.K.}$$

Calculo de  $e_b$  para un apoyo rígido

$$e_b = |(n-1) - a| = |(4-1) - 3| = 0$$

Se utiliza el valor de  $a = 3$  in de una manera conservadora, además de ser el mismo valor utilizado para la realización de la Tabla 10-9.

Como  $e_b = 0$ , la resistencia de diseño del grupo de tornillos es simplemente  $4(15.9) = 63.6$  kips

Excentricidad de las soldaduras:

$$e_w = e_b + a = 0 + 3 = 3$$

Método de la resistencia última

A través de la Tabla 8-38 del Manual LRFD, obtenemos los coeficientes  $C$  para grupos de soldaduras cargadas excéntricamente con  $\theta = 0, k = 0, e_x = e_w = 3$  obtenemos:

$$C = 2.45$$

$$R_{dv} = 2.45(1.0)(4)(11.5) = 112.7 \text{ kips} > 52 \text{ kips O.K.}$$

### 6.6.3 Ejemplo 3 Conexión de ángulo sencillo

Diseñe una conexión de ángulo sencillo para una viga  $W16 \times 50$  al patín de una columna  $W14 \times 90$ . Use tornillos A325-N de  $3/4$  in. De diámetro para conectar las vigas apoyadas al ángulo simple. Utilice electrodos E70 para conectar el ángulo al patín de la columna. Suponga material del ángulo con  $F_y = 36$  ksi y  $F_u = 58$  ksi.

$$R_u = 55 \text{ kips}$$

$W16 \times 50$

$$t_w = 0.380 \text{ in.}$$

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$d = 16.26 \text{ in.}$$

$$F_u = 65 \text{ ksi}$$

$$t_f = 0.630 \text{ in.}$$

$W14 \times 90$

$$t_f = 0.710 \text{ in.}$$

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$F_u = 65 \text{ ksi}$$

Solución

Diseño del ángulo simple, tornillos y soldaduras.

Dado que dimensión de la mitad del alma del perfil  $W16 \times 50$  es menor a  $1/4$  in., los valores tabulados en la Tabla 9-12 del Manual del LRFD pueden ser usados de forma conservadora.

De la Tabla 9-12 del Manual del LRFD, probar un ángulo simple con 4 tornillos  $(L4 \times 3 \times \frac{3}{8})$ .

$$\phi R_n = 63.6 \text{ kips} > 55 \text{ kips } O.K.$$

También, de la Tabla 9-12 del LRFD, con un tamaño de soldadura de filete de  $\frac{3}{16}$  in.

$$\phi R_n = 56.6 \text{ kips} > 55 \text{ kips } O.K.$$

Usar 4 tornillos para el ángulo simple  $(L4 \times 3 \times \frac{3}{8})$ .

Comprobar el alma de la viga soportada.

La resistencia del aplastamiento del alma de la viga por tornillo es:

$$\begin{aligned} \phi r_n &= \phi(2.4dtF_u) \\ &= 0.75 \left( 2.4 \times \frac{3}{4} \text{ in.} \times 0.380 \text{ in.} \times 65 \text{ ksi} \right) \\ &= 33.3 \text{ kips} \end{aligned}$$

Dado que esto excede la resistencia de cortante simple por tornillo, el aplastamiento a causa del tornillo en el alma de la viga no es crítica.

Comprobando el soporte

De la Tabla 9-12 del Manual LRFD, el espesor mínimo soportado para el tamaño de soldadura de  $\frac{3}{16}$  in. Es 0.31 in.

$$t_w = 0.710 > 0.31 \text{ } O.K.$$

#### 6.6.4 Ejemplo 4. Conexión de asiento no atiesada

Diseñe una conexión de viga de asiento no atiesada para conectar una viga de piso  $W18 \times 40$  al alma de una columna  $W12 \times 58$ . La reacción factorizada de extremo es 52 kips. La viga y la columna son de acero A992. Hay una conexión similar en el otro lado del alma de la columna. Use tornillos de tipo A325-N de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro.

Solución:

$$\phi R_1 = \phi(2.5k_b t_{wb} F_{yb}) = 1.0(2.5 \times 0.927 \times 0.315 \times 50) = 36.5 \text{ kips}$$

$$\phi R_2 = \phi F_{yb} t_{wb} = 1.0 \times 50 \times 0.315 = 15.8 \text{ kips}$$

$$0.2d_b = 3.58 \text{ in}$$

De la Tabla 9-4 del Manual del AISC para una viga  $W18 \times 40$  o de las ecuaciones 5.31 a 5.34 obtenemos:

$$\phi R_3 = 46.3 \text{ kips}$$

$$\phi R_4 = 3.60 \text{ kips/in}$$

De la ecuación 5.28, la longitud de apoyo requerida  $N_1$  para el estado límite de fluencia del alma es:

$$N_1 \geq \max \left[ \frac{R_u - \phi R_1}{\phi R_2}, k_b(k_{des} \text{ AISC}) \right] = N_1 \geq \max \left[ \frac{52 - 36.5}{15.8}, 0.927 \right]$$

$$N_1 \geq \max[0.981, 0.927] = 0.981 \text{ in}$$

Supongamos que  $N/d_b < 0.2$ , la longitud de aplastamiento requerida  $N_2$  para el estado límite de inestabilidad del alma, e acuerdo con la ecuación 5.35<sup>a</sup>, es:

$$N_2 \geq \frac{R_u - \phi_r R_3}{\phi_r R_4} = \frac{52 - 46.3}{3.60} = 1.58 \text{ in}$$

$$N_{req} = \max[N_1, N_2] = \max[0.981, 1.58] = 1.58 \approx 1 \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$N_{req} < 0.2d_b, \text{ como se supuso, O. K.}$$

Conexión de asiento no atiesada totalmente atornillada.

Tornillos: A325-N de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro, en agujeros estándar e cortante simple.

Resistencia al aplastamiento (la deformación es una consideración de diseño)

Para la placa de extremo en cortante (se supone una placa con ancho unitario)

Tornillo interior con  $s = 3$  in

$$\phi R_n = \min[(\phi 2.4dtF_u), (\phi 1.2L_c tF_u)]$$

Para el estado límite de deformación (menores a 0.25 in)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 2.4dtF_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 58 \\ &= 78.3 \text{ kips} \leftarrow \text{rige} \end{aligned}$$

Para el alma de la trabe (se supone un patín de ancho unitario):

Para el estado límite de deformación (menores a 0.25 in)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 2.4dtF_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 65 \\ &= 87.75 \text{ kips} \end{aligned}$$

El gramil usual para una viga  $W18 \times 40$  es  $g_b = 3 \frac{1}{2}$  in, por lo tanto, se selecciona una longitud de ángulo de asiento,  $L_a = 6 \text{ in} < \frac{T_c}{2} = 9 \frac{1}{4}$  in.

De la Tabla 10-5 del AISC para conexiones totalmente atornilladas de asiento, no atiesadas, con longitud de ángulo de 6 in; longitud de aplastamiento requerida,  $N_{req} = 1 \frac{5}{8}$  in, y resistencia requerida,  $R_u = 52.0$  kips para seleccionar un espesor de ángulo de  $\frac{3}{4}$  in con un lado de ángulo mínimo de  $3 \frac{1}{2}$  in. De acuerdo a la tabla, la resistencia de diseño del lado del ángulo, es:

$$R_d = 62.5 \text{ kips} > 52 \text{ kips O. K.}$$

La resistencia de diseño de los tornillos proporcionada por la conexión para una conexión Tipo B, de la tabla 10-5 es:

$$R_d = 63.6 \text{ kips} > 52 \text{ kips O. K.}$$

La tabla nos indica que, para una conexión Tipo B, está disponible un ángulo  $6 \times 4 \times \frac{3}{4}$  in (4 in del lado sobresaliente).

La resistencia al aplastamiento de un tornillo A325-N de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro en un lado de ángulo de  $\frac{3}{4}$  in de espesor de acero A36 es:

$$B_{db} = 78.3\left(\frac{3}{4}\right) = 58.7 \text{ Kips} > B_{dv} = 15.9 \text{ kips } O.K.$$

La resistencia al aplastamiento de un tornillo A325-N de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro en un alma de columna de acero A992 de 0.36 in de espesor, teniendo en cuenta que hay una conexión similar en el otro lado del alma de la columna) es:

$$B_{dv} = 87.7\left(\frac{0.360}{2}\right) = 15.8 \text{ kips} < B_{dv} = 15.9 \text{ kips } \text{ No } O.K.$$

La resistencia reducida de diseño del tornillo es:

$$R_{db} = 63.6\left(\frac{15.8}{15.9}\right) = 63.2 \text{ kips} > 52 \text{ kips } O.K.$$

Por lo tanto, seleccione una conexión de viga de asiento no atiesada tipo B y emplear un ángulo de acero A36 de  $L6 \times 4 \times \frac{3}{4} \times 0'6"$ , con el lado de 6 in conectado al alma de la columna con cuatro tornillos A325-N de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro. Use dos tornillos A325 de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro para conectar la viga al ángulo del asiento. Además, use un  $L4 \times 4 \times \frac{1}{4}$  con dos tornillos A325-N de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro en el lado de viga soportada del ángulo y dos más en el lado del alma de la columna en el ángulo.

### 6.6.5 Ejemplo 5. Conexión de asiento atiesado

Diseñe una conexión de viga de asiento atiesada para conectar una trabe perimetral  $W21 \times 62$  al alma de una columna de esquina  $W12 \times 58$ . La reacción factorizada de extremo es 110 kips. La viga y la columna son de acero A992. Use electrodos E70.

Solución

$W21 \times 62$

$$\begin{array}{lll} d_b = 21.0 \text{ in.} & b_{fb} = 8.24 \text{ in.} & k_b = 1.12 \text{ in.} \left(1\frac{5}{6} \text{ in.}\right) \\ t_{wb} = 0.400 \text{ in} & t_{fb} = 0.615 \text{ in.} \left(\frac{5}{8} \text{ in.}\right) & g_b = 5\frac{1}{2} \text{ in} \\ \phi R_1 = 55.8 \text{ kips} & \phi R_2 = 20.0 \text{ kips/in} & \phi R_5 = 64.2 \text{ kips} \\ \phi R_6 = 7.16 \text{ kips/in} & 0.2d_b = 4.22 \text{ in} & 0.5d_b = 10.5 \text{ in} \\ & \phi V_n = 252 \text{ kips} > R_u = 110 \text{ kips } O.K. \end{array}$$

Columna  $W12 \times 58$

$$d_c = 12.2 \text{ in} \qquad t_{wc} = 0.360 \text{ in} \qquad T_c = 9\frac{1}{4} \text{ in}$$

Dimensione de la placa de asiento

De la ecuación (6.3.20))

$$N_1 \geq \text{máx} \left[ \frac{R_u - \phi R_1}{\phi R_2}, k_b(k_{des} \text{ AISC}) \right] = \text{máx} \left[ \frac{110 - 56.0}{20.0}, 1.12 \right] = 2.70 \text{ in}$$

Suponiendo  $\frac{N}{d_b} > 0.2$ , la longitud de apoyo requerida  $N_2$  para el estado límite de inestabilidad del alma, tomando de la ecuación, (6.3.27a), es:

$$N_2 = \frac{R_u - \phi R_5}{\phi R_6} = \frac{110 - 64.2}{7.16} = 6.40 \text{ in}$$

Resultando que el ancho del atiesador e rige por la inestabilidad del alma. Agregando la holgura de borde de la viga de  $\frac{1}{2}$  in y  $\frac{1}{4}$  in para considerar el posible acortamiento de la longitud de la viga, el ancho mínimo del atiesador es:

$$W_{min} = 6.40 + 0.5 + 0.25 = 7.15 \text{ in}$$

Por lo tanto, al usar un ancho,  $W$  de 8 in, y dando a  $N$  un valor de  $7.25 \text{ in} > 0.2d_b = 4.20 \text{ in}$  O.K.

En la Tabla 9-9 del LRFD, conexiones atornilladas/soldadas de asiento atiesado, un atiesador con  $L = 14 \text{ in}$ , ancho  $W = 8 \text{ in}$  y tamaño de soldadura  $\frac{5}{16} \text{ in}$ , proporciona:

$$R_d = \phi R_n = 112 \text{ kips} > R_u = 110 \text{ kips} \text{ O.K.}$$

La longitud de la soldadura del alma de la placa de asiento al alma de la columna a cada lado de la placa atiesadora es  $0.2L = 2.80 \text{ in}$ , es decir, 3 in. Use soldadura horizontal de 3 in de  $\frac{5}{16} \text{ in}$  en ambos lados de la placa atiesadora para las soldaduras de la placa de asiento al alma de la columna. Soldadura vertical de 14 in de  $\frac{5}{16} \text{ in}$  a ambos lados de la placa atiesadora al alma de la columna.

Para acomodar dos tornillos A325-N de  $\frac{3}{4} \text{ in}$  de diámetro en un gramal de  $5\frac{1}{2} \text{ in}$  que conecta el patín de la viga con la placa de asiento, lo adecuado es un ancho de 8 in. Es mayor que el ancho requerido para ajustar las soldaduras de placa de asiento al alma de la columna. Así, use una placa  $PL \frac{3}{8} \times 8 \times 8$  para la placa de asiento.

Para la placa atiesadora

De la ecuación 6.2.44 El espesor requerido para satisfacer el estado límite de aplastamiento es:

$$t_{st} \geq \frac{110[4(8.00) - 3(6.40)]}{0.75(1.8)(36)(8.00)^2} = 0.453 \text{ in}$$

De las ecuaciones 6.2.45 y 6.2.46

$$0.9 \left( \frac{1}{16} \right) (14^2)(36t_{st}) \geq 110[8.00 - 0.5(6.40)] \rightarrow t_{st} \geq 0.499 \text{ in}$$

Para un atiesador con  $F_y = 36 \text{ ksi}$  y una viga con  $F_y = 50 \text{ ksi}$ , el espesor del atiesador es:

$$t_{st} \geq \frac{50}{36} t_{wb} = 1.4(0.400) = 0.560 \text{ in}$$

Para desarrollar las soldaduras atiesador-placa de asiento, el espesor del atiesador es:

$$t_{st} \geq 2w = 2 \left( \frac{5}{16} \right) = \frac{5}{8} \text{ in}$$

Así que este último es el que rige. Debe usarse una placa  $PL \frac{5}{8} \times 8 \times 1'2"$  de acero A36 para el atiesador.

Para el ángulo superior

Use  $L4 \times 4 \times 1/4$  con tornillos A325-N de  $\frac{3}{4} \text{ in}$  de diámetro a través del lado del ángulo de la viga soportada. Use soldadura de filete de  $\frac{1}{8} \text{ in}$  a lo largo de la base del ángulo al alma de la columna (tamaño mínimo requerido con la tabla J2.4 de la especificaciones del LRFD)

### 6.6.6 Ejemplo 6 Conexión de Doble ángulo.

Seleccione una conexión de doble ángulo, totalmente atornillada para conectar una viga  $W16 \times 45$  con el alma de una trabe  $W24 \times 55$ . La viga soporta una carga factorizada total uniformemente distribuida de 180 kips. La viga y la trabe son de acero A992. Use tornillos tipo A325-N de  $\frac{3}{4} \text{ in}$  de diámetro en agujeros estándar y un ángulo de conexión de acero A36. Los patines superiores de la viga y la trabe están al mismo nivel.

Solución

W16 × 45

$$d_b = 16.1 \text{ in}$$

$$\frac{t_{wb}}{2} = \frac{3}{16} \text{ in}$$

$$t_{wb} = 0.345 \text{ in}$$

$$k_b = 1\frac{1}{4} \text{ in}$$

W24 × 55

$$b_{fr} = 7.01 \text{ in}$$

$$\frac{t_{wg}}{2} = \frac{3}{16} \text{ in}$$

$$d_g = 23.6 \text{ in}$$

$$k_g = 1\frac{7}{16} \text{ in}$$

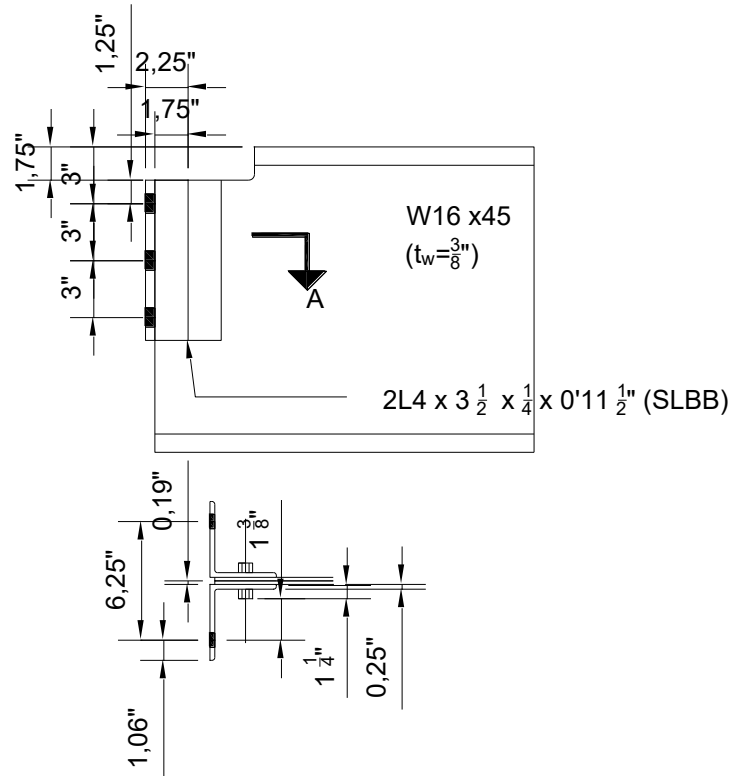
$$t_{wg} = 0.395 \text{ in}$$

A) Recorte en el patín de la viga de  $1\frac{3}{4} \text{ in}$  de profundidad por  $3\frac{1}{2} \text{ in}$  de largo.

Profundidad de recorte,  $d_{recorte} = 1\frac{3}{4} \text{ in} > k_g = 1\frac{7}{16} \text{ in}$  O.K.

Longitud de recorte,  $L_{recorte} = 3\frac{1}{2} \text{ in}$

Separación =  $3.5 + \frac{1}{2} + \frac{3}{16} - \frac{7.01}{2} = 0.683 \text{ in}$



Como la separación se encuentra entre  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{3}{4} \text{ in}$ , la longitud del recorte es aceptable.

Ya que la distancia típica de la parte superior del patín al centro del tornillo superior (empuje vertical) es de  $3 \text{ in}$ , la distancia al extremo, la distancia al extremo  $L_{ev}$  es  $1\frac{1}{4} \text{ in}$ . Con esto se satisface el requerimiento de distancia mínima al extremo de la Tabla 2.4 (Tabla J3.4 de las especificaciones AISC), que es de  $1 \text{ in}$  en bordes cortados con gas para tornillos de  $\frac{3}{4} \text{ in}$  de diámetro. El peralte del alma de la viga, el espacio libre del recorte al patín superior y del filete al patín inferior es  $16.1 - 1.751.25 = 13.1 \text{ in}$ . Por lo tanto, la longitud máxima del ángulo clip es  $L_{max} \approx 13 \text{ in}$ .

B) Seleccione el número de tornillos y el espesor del ángulo

Carga distribuida factorizada total en la viga = 180 kips

$$\text{Reacción de extremo, } R_u = \frac{180}{2} = 90 \text{ kips}$$

De la Tabla 9-2 del manual del LRFD, correspondiente a tornillos de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro, ángulos de acero A36, perfiles W16, seleccione cuatro filas de tornillos A325-N y espesor de ángulo de  $\frac{1}{4}$  in, para lo cual:

$$R_d = \phi R_n = 104 \text{ kips} < 90 \text{ kips O.K.}$$

C) Revisión del alma de la viga soportada

De la Tabla 9-2 del manual LRFD, para cuatro filas de tornillos de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro y material de alma de viga con  $F_y = 50 \text{ ksi}$  y  $F_u = 65 \text{ ksi}$ ,  $L_{eh} = 1\frac{3}{4}$  in y  $L_{ev} = 1\frac{1}{4}$  in, se obtiene la resistencia de diseño al aplastamiento para un alma de 1 in de espesor de 266 kips. Esto corresponde al estado límite de ovalamiento del agujero del tornillo. Así, para una viga W16 x 45 con un espesor de alma de 0.345 in, se obtiene:

$$R_d = \phi R_n = \left(266 \frac{\text{kips}}{\text{in}}\right)(0.345 \text{ in}) = 91.77 \text{ kips} > 90 \text{ kips O.K.}$$

D) Revisión del alma de la trabe de apoyo

De acuerdo con la tabla 9-2 del manual del LRFD, para cuatro filas de tornillos de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro y un material de trabe que tiene  $F_u = 65 \text{ ksi}$  y espesor del alma de 0.395 in, la resistencia de diseño al aplastamiento del alma de la trabe es:

$$R_d = \phi R_n = 2 \left(351 \frac{\text{kips}}{\text{in}}\right)(0.395 \text{ in}) = 277.3 \text{ kips} > 90 \text{ kips O.K.}$$

Entonces, el recorte del patín superior de la viga será de  $1\frac{3}{4}$  in de profundidad por  $3\frac{1}{2}$  in de longitud. Seleccionar  $2L4 \times 3\frac{1}{2} \times \frac{1}{4} \times 0' \frac{11}{2}$  (SLBB) de acero A36, y usar cuatro tornillos A325-N de  $\frac{3}{4}$  in de diámetro en agujeros estándar.

### 6.6.7 Ejemplo 7 Conexión de momento con placa de patín

Una viga W21 x 57 se conecta al patín de una columna exterior W14 x 90; se emplea una placa de patín superior, una placa de patín inferior y una de cortante. La placa de cortante estará soldada al patín de la columna y atornillada a la viga. Un análisis del marco muestra que la conexión debe transferir un momento factorizado de 348 [kips-ft] y un cortante factorizado de 52 [kips]. Use electrodos E70 y tornillos A490-N de  $\frac{3}{4}$  [in] de diámetro.

#### 1. Datos

$M = 348 \text{ kip-ft}$	$V = 48 \text{ kips}$
--------------------------	-----------------------

Viga W21 x 57

Material  $F_y = 50 \text{ ksi}$ ,  $F_u = 65 \text{ ksi}$

$t_w = 0.405 \text{ in}$	$b_f = 6.56 \text{ in}$	$d = 21.1 \text{ in}$
$t_f = 0.65 \text{ in}$	$S_x = 111 \text{ in}^3$	$I_x = 1170 \text{ in}^4$

Columna  $W14 \times 90$

Material  $F_y = 50 \text{ ksi}$ ,  $F_u = 65 \text{ ksi}$

$A = 26.5 \text{ in}^2$	$t_w = 0.44 \text{ in}$	$d = 14 \text{ in}$
$t_f = 0.71 \text{ in}$	$k_{des} = 1.31 \text{ in}$	

Suponer 4 tornillos A490-N de  $3/4 \text{ [in]}$  de diámetro

## 2. Diseño de la placa de cortante

Esfuerzo de diseño de los tornillos a cortante

$$\phi R_n = \phi F_n A_b N_s = 0.75 \times 60 \times 0.4417 \times 1 = 19.88 \text{ [kips]}$$

Número de tornillos necesarios

$$n = \frac{V}{\phi R_n} = \frac{52}{19.88} = 2.6 \approx 3 \text{ tornillos}$$

### 2.1 Resistencia de diseño por aplastamiento del tornillo

Se supone una distancia al extremo  $L_{ev} = 1 \text{ } 3/4 \text{ [in]}$ ,  $L_{eh} = 1 \text{ } 3/4 \text{ [in]}$ , mayor al mínimo requerido en Tabla 2.4 (J3.4 Especificaciones AISC) y un paso  $s = 3 \text{ [in]}$ . Una distancia  $a$ , de la línea de tornillos a la línea de soldadura de  $3 \text{ [in]}$ .

Longitud de la placa  $L = 2(1.75) + 2(3) = 9.5 \text{ [in]}$

Base de la placa,  $b = 3 + 1.75 = 4.75 \text{ [in]}$

Espesor de la placa, de acuerdo con la ecuación (6.3.10), interpolando el valor de  $k$  en la Tabla 6.2,  $k = 4.166$

$$t_{p \text{ min}} = \text{máx} \left[ \frac{9}{234} \sqrt{\frac{36}{4.166}}, \frac{1}{4} \text{ in} \right] = \text{máx}[0.11, 0.25] = 0.25 \text{ [in]}$$

Probar con una placa  $PL \text{ } 5/16 \times 4 \text{ } 3/4 \times 9 \text{ } 1/2$

Siendo el espesor del alma de la viga mayor que el espesor de la placa de cortante, la resistencia al aplastamiento será regida por el espesor de la placa de cortante.

La distancia libre para un tornillo extremo es

$$L_{ce} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 1.75 - \frac{3}{4} + \frac{1}{16} = 1.34 \text{ [in]} < 2d$$

$\therefore$  Ríge el estado límite por desgarramiento

$$\phi R_n = 1.2 \phi F_u L_{ce} t_f = 1.2 \times 0.75 \times 58 \times 1.34 \times 5/16 = 21.85 \text{ [kips]}$$

La distancia libre para un tornillo interno es

$$L_{ci} = s - d_h = 3 - (3/4 + 1/16) = 2.18 \text{ [in]} > 2d$$

$\therefore$  Ríge el estado límite por desgarramiento

$$\phi R_n = \phi (2.4 F_u) dt = 0.75 \times 2.4 \times 58 \times 3/4 \times 5/16 = 24.46 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = 24.46 + 2(21.85) = 69.17 \text{ [kips]}$$



$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

La resistencia al aplastamiento no rige el diseño de tornillos.

### 3. Resistencia de diseño de la placa de cortante

$A_g = 9.5 \times \frac{5}{16} = 2.96 \text{ [in}^2\text{]}$	$A_n = \left(9.5 - 3\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right)\right) \times \frac{5}{16} = 2.14 \text{ [in}^2\text{]}$
--	---

#### a. Resistencia de diseño por fluencia a cortante de la placa

$$\phi R_n = 0.6\phi F_y A_g = 0.6 \times 1 \times 36 \times 2.96 = 63.93 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

#### b. Resistencia de diseño por ruptura a cortante de la placa

$$\phi R_n = 0.6\phi F_u A_{nv} = 0.6 \times 0.75 \times 58 \times 2.14 = 55.85 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

#### c. Resistencia de diseño por bloque de cortante de la placa

Para la fractura por bloque de cortante en la placa se tiene:

$A_{gt} = 1 \frac{3}{4} \times \frac{5}{16} = 0.546 \text{ [in}^2\text{]}$	$A_{nt} = A_{gt} - (0.5) \times \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{5}{16} = 0.41 \text{ [in}^2\text{]}$
$A_{gv} = \left(9.5 - 1 \frac{3}{4}\right) \times \frac{5}{16} = 2.42 \text{ [in}^2\text{]}$	$A_{nv} = A_{gv} - 2.5\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{5}{16} = 1.73 \text{ [in}^2\text{]}$

$$\phi F_u A_{nt} = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1.73 = 45.15 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1.73 = 45.15 \text{ [kips]}$$

$$\phi F_y A_{gt} = 0.75 \times 36 \times 0.546 = 14.74 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 0.75 \times 0.6 \times 36 \times 2.42 = 39.2 \text{ [kips]}$$

Como  $\phi 0.6 F_u A_{nv} > \phi F_u A_{nt}$ ,

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} + \min(\phi F_y A_{gt}, \phi F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 45.15 + \min(14.74, \phi R_n) = 59.89 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = 59.89 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

### 4. Resistencia de diseño de la soldadura de filete

El tamaño mínimo de soldadura de acuerdo es :

$$w_{min} = \frac{5}{8} t_p = \frac{5}{8} \times \frac{5}{16} = 0.195 \text{ [in]} \sim \frac{4}{16}$$

$$\phi R_n = 1.392 D I(2) = 1.392(4)(9.5)(2) = 105.79 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

### 5. Diseño de la placa del patín superior

#### 5.1 Revisar la resistencia a flexión del patín de la viga con agujeros

De acuerdo a la ecuación (6.4.2) la resistencia requerida a la tensión es:

$$P_{ufp} = \frac{12M_u}{d_{fp}} = \frac{12 \times 348}{21.1} = 197.91 \approx 198 \text{ [kips]}$$

El número de tornillos A490-N de  $3/4$  [in] de diámetro en cortante directo a utilizar son:

$$n = \frac{198}{19.88} = 9.9 \approx 10 \text{ tornillos}$$

Proporcionar dos filas de tornillos de 5 tornillos cada una, en un gramil de  $3\frac{1}{2}$  [in], y un paso  $s = 3$  [in]. Considerar  $L_{ev} = L_{eh} = 2$  [in]. La primera fila de tornillos se coloca a una distancia de 2 [in], lo que permite una holgura de borde de  $1/2$  [in] y  $1\frac{1}{2}$  [in] de distancia  $ef$ , entre el centro del agujero y el borde del patín.

$$A_{fg} = b_f \times t_f = 6.56 \times 0.65 = 4.26 \text{ in}^2$$

$$A_{fn} = A_{fg} - 2\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times 0.65 = 3.12 \text{ in}^2$$

$$0.9F_y A_{fg} = 0.9 \times 50 \times 4.26 = 192 \text{ [kips]}$$

$$0.75F_u A_{fn} = 0.75 \times 65 \times 3.12 = 152 \text{ [kips]}$$

La relación de acuerdo con la ecuación (6.4.3) no se cumple, por lo tanto se calculará el área efectiva en el patín utilizando la ecuación (6.4.4).

$$A_{fe} = \frac{5F_u}{6F_y} A_{fn} = \frac{5}{6} \left(\frac{65}{50}\right) (3.12) = 3.38 \text{ [in}^2\text{]}$$

El momento de inercia efectivo es:

$$I_{xe} = I_x - 2(A_{fg} - A_{fe})\overline{y_f^2}$$

$$I_{xe} = 1170 - 2(4.26 - 3.38) \left(\frac{21.1}{2} - \frac{0.65}{2}\right)^2 = 986 \text{ [in}^4\text{]}$$

El módulo de sección elástico efectivo es:

$$S_{xe} = \frac{986}{\frac{21.1}{2}} = 93.5 \text{ [in}^3\text{]}$$

La resistencia de diseño a flexión es:

$$\phi M = \phi S_{xe} F_y = 0.9 \times 93.5 \times 50 = 4207.5 \text{ [kip-in]}$$

$$\phi M = 351 \text{ [kip-ft]}$$

$$\phi M_n > M \therefore \text{Es adecuada}$$

## 5.2 Dimensiones de la placa

$$L = ef + sb + (n_f - 1)s + L_{eh} = 1.5 + 0.5 + (5 - 1)(3) + 2 = 16 \text{ [in]}$$

$$b = g + 2L_{ev} = 3.5 + 2(2) = 7.5 \text{ [in]}$$

Probar una placa de  $7/8 \times 7\frac{1}{2} \times 16$  [in] de acero A36.

El ancho considerado es mayor que el ancho del patín de la viga (= 6.56 in) y menor que el ancho del patín de la columna (= 14.5 in). El espesor de la placa es mayor que el espesor del patín de la viga (= 0.65 in). Por lo tanto, el aplastamiento del tornillo no rige en el diseño.

$$\text{Área de la placa del patín} = 7.5 \times 0.875 = 6.56 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$\text{Área neta de la placa del patín} = 7.5 - 2\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{7}{8} = 5.03 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$\text{Área neta efectiva} = \min(5.03, 0.85 \times 7.5) = 5.03 \text{ [in}^2\text{]}$$

### 5.3 Fluencia por tensión de la placa de patín

$$\phi R_n = \phi F_y A_g = 0.9 \times 36 \times 6.56 = 212.54 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

### 5.4 Ruptura por tensión de la placa del patín

$$\phi R_n = \phi F_u A_n = 0.75 \times 58 \times 5.03 = 218.8 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

### 5.5 Ruptura por bloque de cortante

$A_{gt} = \min(3.5, 7.5 - 3.5) \times \frac{7}{8} = 3.06 \text{ [in}^2\text{]}$	$A_{nt} = A_{gt} - (0.5)\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{7}{8} = 2.67 \text{ [in}^2\text{]}$
$A_{gv} = 2(2 + 4(3)) \frac{7}{8} = 24.5 \text{ [in}^2\text{]}$	$A_{nv} = A_{gv} - 2(4.5)\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{7}{8} = 17.6 \text{ [in}^2\text{]}$

$$\phi F_u A_{nt} = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 17.6 = 459.36 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 17.6 = 459.36 \text{ [kips]}$$

$$\phi F_y A_{gt} = 0.75 \times 36 \times 3.06 = 82.62 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 0.75 \times 0.6 \times 36 \times 24.5 = 393.9 \text{ [kips]}$$

Como  $\phi 0.6 F_u A_{nv} > \phi F_u A_{nt}$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} + \min(\phi F_y A_{gt}, \phi F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = 459.36 + \min(82.62, \phi R_n) = 541.98 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = 541.98 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

## 6. Resistencia de la soldadura

Observando que la soldadura de filete que conecta la placa con el patín de la columna es transversal, los dieciseisavos requeridos son:

$$D_{min} = \frac{P_{uf}}{2 \times 1.392 \times (1 + 0.5 \text{seno}(\theta)^{1.5}) \times l_w} = \frac{198}{2 \times 1.392 \times 1.5 \times 7.5} = 6.3 \approx 7$$

Donde  $\theta = 90^\circ$

Usar dos soldaduras de filete de 7.5 [in] de largo.

## 7. Diseño de la placa de patín inferior

Revisar la resistencia de diseño a compresión de la placa de patín, suponiendo,  $K = 0.65$  y  $L = 2$  [in]

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 2}{\frac{7/8}{\sqrt{12}}} = 5.14 < 25$$

$$\phi P_{dc} = \phi F_y A_g = 0.93 \times 36 \times 7.5 \times \frac{7}{8} = 219.7 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

La placa de patín en compresión será idéntica a la placa de patín en tensión, con 10 tornillos en dos filas de 5 tornillos, con un gramil de  $3\frac{1}{2}$  [in] y do soldaduras de filete E70 de  $\frac{3}{8}$  [in] con 8.5[in] de largo al patín de la columna de soporte.

### 8. Cortante en la zona de panel

$$\phi P_c = \phi F_{yc} A_c = 1 \times 50 \times 26.5 = 1325 \text{ [kips]}$$

$$0.4P_c = 0.4 \times 1325 = 530 \text{ [kips]}$$

Por cuestiones de cálculo se considera que la carga axial de la columna es menor a  $0.4P_c$ . Los efectos por deformación en la zona de panel no son considerados en la estabilidad del marco.

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y d_c t_w = 0.9 \times 0.60 \times 50 \times 14 \times 0.44 = 166.32 \text{ [in]}$$

$$\phi R_n < P_{uf} \therefore \text{Se requiere atiesador}$$

### 9. Flexión local del patín

$$\phi R_n = \phi 6.25 F_{yc} t_f^2 = 0.9 \times 6.25 \times 50 \times 0.71^2 = 141.78 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n < P_{uf} \therefore \text{Se requiere atiesador}$$

### 10. Fluencia local del alma

$$N = 2t_p = 2 \times \frac{7}{8} = 1.75 \text{ [in]}$$

$$d_{beam} = 21.1 \text{ [in]} > d_c = 14 \text{ [in]}$$

La distancia aplicada de las fuerzas de compresión y tensión es menor que la profundidad de la columna

$$\phi R_n = (5k_{des} + N)F_{yw}t_w = (5(1.31) + 1.75)(50)(0.44) = 182.6 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n < P_{uf} \therefore \text{Se requiere atiesador}$$

### 11. Inestabilidad del alma

$$d_{beam} = 21.1 \text{ [in]} > d_c = 14 \text{ [in]}$$

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} =$$

$$\phi R_n = \phi 0.80 (0.44)^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{1.75}{14} \right) \left( \frac{0.44}{0.71} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{29000 \times 50 \times 0.71}{0.44}} = 210.19 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

## 6.6.8 Ejemplo 8 Conexión de momento con placa extendida

Diseñe una conexión de momento FR de placa de extremo extendida de cuatro tornillos sin atiesar entre una trabe  $W18 \times 50$  y el patín de una columna  $W14 \times 99$ . Un análisis de marco muestra que la conexión debe transferir un momento factorizado de  $252 \text{ [kips-ft]}$  y un cortante factorizado de  $42 \text{ [kips]}$ . Suponga acero A992 para los miembros estructurales y acero A36 para el material de la conexión. Use electrodos E70 y tornillos A325-N (Ajuste apretado)

#### 1. Datos

$M = 252 \text{ kip-ft}$	$V = 42 \text{ kips}$
--------------------------	-----------------------

Viga W18 × 50

Material  $F_y = 50 \text{ ksi}$  ,  $F_u = 65 \text{ ksi}$ 

$t_w = 0.355 \text{ in}$	$b_f = 7.5 \text{ in}$	$d = 18 \text{ in}$	$A = 14.7 \text{ in}^2$
$t_f = 0.57 \text{ in}$	$\phi M_{px} = 379 \text{ [kip-ft]}$	$\phi V_n = 192 \text{ [kips]}$	

Columna W14 × 99

Material  $F_y = 50 \text{ ksi}$  ,  $F_u = 65 \text{ ksi}$ 

$A = 29.1 \text{ in}^2$	$t_w = 0.485 \text{ in}$	$d = 14.2 \text{ in}$
$t_f = 0.78 \text{ in}$	$b_f = 14.6 \text{ [in]}$	$g_c = 5 \frac{1}{2} \text{ in}$

## 2. Geometría de la placa

Dimensiones primarias

$$\begin{aligned} b_p &= b_f = 7.5 \text{ [in]} \\ g &= 5.5 \text{ [in]} \\ p_{f,i} &= 1.5 \text{ [in]} \\ p_{f,o} &= 1.5 \text{ [in]} \\ p_{ext} &= 3.0 \text{ [in]} \end{aligned}$$

Dimensiones secundarias:

$$\begin{aligned} h_0 &= d + p_{f,o} = 18.0 + 1.5 = 19.5 \text{ [in]} \\ d_0 &= h_0 - \frac{t_f}{2} = 19.5 - \frac{0.570}{2} = 19.22 \text{ [in]} \\ h_1 &= d - p_{f,i} - t_f = 18 - 1.5 - 0.570 = 15.9 \text{ [in]} \\ d_1 &= h_1 - \frac{t_f}{2} = 15.93 - \frac{0.570}{2} = 15.6 \text{ [in]} \\ \gamma_r &= 1.0 \end{aligned}$$

## 3. Procedimiento de diseño 1

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_u}{\pi\phi F_{nt}(\sum d_n)}} = \sqrt{\frac{2(252)}{\pi(0.75)(90)(19.2 + 15.6)}} = 0.905 \text{ [in]}$$

Utilice un tornillo de 1 [in] de diámetro A325 en ajuste apretado.

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = \frac{1}{2} \sqrt{(7.5)(5.5)} = 3.21 \text{ [in]}$$

Se verifica el paso interior del tornillo,  $p_{f,i} = 1.5 \leq s = 3.212$ 

$$\begin{aligned} Y &= \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{f,o}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{f,i} + s)] \\ Y &= \frac{7.5}{2} \left[ (15.93) \left( \frac{1}{1.5} + \frac{1}{3.21} \right) + (19.5) \left( \frac{1}{1.5} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{5.5} [(15.93)(1.5 + 3.21)] = 133 \end{aligned}$$

$$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4} = \frac{\pi(1)^2(90)}{4} = 70.7 \text{ [kips]}$$

$$\phi M_n = \phi 2(P_t)(d_0 + d_1) = (0.75)2(70.7)(19.2 + 15.6) = 3700 \text{ [kip-in]}$$

Se obtiene el espesor de placa de extremo requerido

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{(1.11)\gamma_r\phi M_{np}}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{(1.11)(1.0)(3700)}{(0.90)(36)(133)}} = 0.977[in]$$

Cortante en los tornillos

$$\phi R_n = F_n A_b N_s = 0.75(48)(0.7854)(2) = 56.54[kips] > 42[kips]$$

Diseño de soldaduras

El tamaño requerido de la soldadura para desarrollar la resistencia a la flexión en el alma al emplear electrodos E70 es:

$$D \geq \frac{(60\%)(F_{yb} t_{wb})}{2(1.392)} = \frac{0.6(50)(0.355)}{2(1.392)} = 3.82 \rightarrow \frac{4}{16}$$

De acuerdo a la Tabla 3.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete, el tamaño mínimo de soldadura es de  $\frac{3}{16}$  [in].

Determinamos el tamaño de soldadura requerido para la reacción extrema de la viga:

La reacción de extremo de la viga,  $R_u$  o  $R_a$  es resistida por la soldadura entre la profundidad media de la viga y la cara interna del patin a compresión o la distancia entre la fila interna a de tornillos a tensión mas dos veces el diámetro, cualquiera que sea la menor distancia será la seleccionada. En este caso, por inspección, la distancia más pequeña es la primera:

$$l = \frac{d}{2} - t_f = \frac{18.0}{2} - 0.570 = 8.43[in]$$

$$D_{min} = \frac{R_u}{2(1.39)l} = \frac{42}{2(1.39)(8.43)} = 1.79 \rightarrow 2\left(\frac{1}{16}\right)$$

Se utilizará el tamaño mínimo de soldadura  $\frac{3}{16}$  [in]

Resistencia a la ruptura de los elementos soldados

Resistencia a la ruptura del metal base

$$t_{min} = \frac{0.6F_{exx} \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right) \left(\frac{D}{16}\right)}{0.6F_u} = \frac{3.09D}{F_u}$$

$$\text{Alma de la viga } t_w = 0.355[in]$$

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(2)(3)}{65} = 0.285[in]$$

$$\text{Placa de extremo } t_p = 1.0[in]$$

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(3)}{58} = 0.160[in]$$

$$R_u = 1.392Dl \left(\frac{0.355}{0.285}\right) = 1.392(2)(8.43) \left(\frac{0.355}{0.285}\right) = 87.7 > 42[kips]$$

Ahora determinamos el tamaño de soldadura requerido del patín de la viga a la placa de extremo

$$l = 2(b_f + t_f) - t_w = 2(7.5 + 0.570) - 0.355 = 15.8[in]$$

$$P_{uf} = \frac{2M_u}{\sum d_n} = \frac{2(252)(12)}{19.2 + 15.6} = 173$$

El tamaño requerido de soldadura de filete que conecta el patín a tensión de la viga con la placa de extremo:

$$D = \frac{P_{uf}}{1.392(1.5l)} = \frac{173}{1.392(1.5 \times 15.8)} = 5.27 \rightarrow 6\left(\frac{1}{16}\right) = \frac{3}{8}[in]$$

Se usarán soldaduras de filete de  $\frac{3}{8}[in]$  en el patín de tensión de la viga. Las soldaduras en el patín de compresión pueden ser soldaduras con el mínimo tamaño especificado,  $\frac{1}{4}[in]$ .

Resistencia a la ruptura de los elementos soldados

Resistencia a la ruptura por tensión del metal base

$$R_n = F_u A_e =$$

$$t_{min} = \frac{0.6F_{exx} \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right) \left(\frac{D}{16}\right)}{F_u} = \frac{1.86D}{F_u}$$

$$\text{Patín de la viga } t_f = 0.570[in]$$

$$t_{min} = \frac{1.86D}{F_u} = \frac{1.86(2)(6)}{65} = 0.343[in]$$

$$\text{Placa de extremo } t_p = 1.0[in]$$

$$t_{min} = \frac{1.86D}{F_u} = \frac{1.86(6)}{58} = 0.192[in]$$

Por lo tanto, proporcione una placa de  $1[in]$  de espesor con tornillos A325-N de  $1[in]$  de diámetro, las con soldadura en el patín a tensión de  $\frac{3}{8}[in]$  en el patín de tensión de la viga. Las soldaduras en el patín de compresión pueden ser soldaduras con el mínimo tamaño especificado,  $\frac{1}{4}[in]$

## 6.7 Referencias

American Institute of Steel Construction, INC. (2006). *Steel Design Guide 21 Welded Connections- A Primer For Engineers*. Ohio, Cleveland, E.U.A.: AISC.

American Institute of Steel Construction, INC. (2006). *Welded Connections - A Primer For Enginners* . Ohio: AISC.

American Institute of Steel Contruction, INC. (2005). *Steel Construction Manual*. Chicago, Illinois, E.U.A: AISC.

American Welding Society. (1999). *Structural Welding Code - Steel* . Florida: AWS.

Kumar, P. S. (Diciembre de 2009). *NPTEL*. Obtenido de <http://nptel.ac.in/courses/105106112/9>

McCormac, J. C. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD*. Ciudad de México: Alfaomega.

RESEARCH COUNCIL ON STRUCTURAL CONNECTIONS. (2014). *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*. Chicago, Illinois, E.U.A: AISC. Recuperado el 25 de Diciembre de 2015

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. de México: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V.

Williams, A. (2011). *Steel Structures Design ASD/LRFD*. Washington: Mc Graw-Hill Comanies, Inc.



## 7 Ejemplo Práctico

### 7.1 Alcance

En el presente capítulo ilustramos la determinación y selección de miembros representativos que forman parte de los marcos, como los son las vigas y columnas que resisten acciones en un edificio de acero, sin embargo, la parte más importante es el diseño de los elementos que unen a estos, las conexiones. Aunque existen diferentes programas para realizar el análisis y diseño de conexiones en marcos, siendo algunos de los principalmente utilizados: RAM Connection, RisaConnections, Etabs, etc, durante el desarrollo de este capítulo el diseño de las conexiones se realizara por métodos más tradicionales, como los que se presentaron anteriormente. No se puede negar la utilidad de las diversas paqueterías informáticas cuando se convierten en herramientas utilizadas por usuarios que tienen la habilidad de interpretar los resultados obtenidos, pero se debe tener en cuenta que es necesario saber el porqué de estos resultados.

Por esta razón se vuelve necesario conocer los procedimientos de diseño que rigen las conexiones de marcos en sistemas estructurales, sin el aislamiento que se presentó en cada uno de los ejemplos anteriores.

Durante el desarrollo de éste capítulo, se dará por hecho, que muchas de las formulas y métodos utilizados son parte del conocimiento del lector, ya que forma parte de materias básicas como Análisis Estructural, Mecánica de Materiales, Estática Estructural, entre otras. Se uso el programa ETABS para obtener el dimensionamiento de los elementos que componen el sistema estructural del edificio, así como sus elementos mecánicos (diagramas), con el fin de agilizar el cálculo. El enfoque real es directamente a las conexiones.

### 7.2 Planteamiento:

Se trata de un edificio de 5 pisos de oficinas con las dimensiones mostradas en la Figura 7.1 Planta del edificio a consideración.

Generalidades:

1. El ejemplo consiste en un edificio doblemente simétrico.
2. El edificio será utilizado como espacio de oficinas, sin muros estructurales y las divisiones serán provisionales y ligeras, por lo tanto, no se tomará en cuenta el peso de muros.
3. El edificio se tomará como simplemente apoyado en el suelo.
4. Las vigas de piso (vigas secundarias) serán diseñadas como simplemente apoyadas, por lo tanto las conexiones serán simples.
5. Las trabes (vigas) será conectadas a las columnas con conexiones de momento.
6. Los diafragmas de piso se asumen completamente rígidos.
7. Los tamaños preliminares de los componentes estructurarles se encuentra en base a recomendaciones y a ejemplos estudiados en las referencias.
8. Todas las dimensiones se dan en pulgadas, a no ser que se indique lo contrario.
9. El techo y los pisos se analizarán y diseñarán con el mismo procedimiento, para facilitar y simplificar los cálculos.
10. Los cálculos serán en unidades del sistema imperial pero los resultados también se ofrecerán en unidades del sistema métrico.

Limitaciones

1. Se ha excluido el sismo del diseño del edificio, debido a que el nivel de especificación necesario nos obligaría a modificar la mayor parte de esta Tesis, debido a los cambios y previsiones requeridas para enfrentar cargas accidentales. Existen documentos especializados que replantean, incluso, las especificaciones y manuales, desarrollados por las mismas instituciones como las Previsiones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural.

2. Las conexiones son tratadas como “aisladas”, en el sentido que no se toma en cuenta la interacción de las diferentes vigas que podrían llegar a una misma columna.
3. Las conexiones de momento al alma son revisadas con base en las consideraciones y procedimientos de diseño desarrollados para conexiones al patín de una columna.
4. Las secciones que se utilizan de traveses, vigas y columnas fueron seleccionadas a partir de un análisis sísmico realizado con ayuda del programa Etabs.

### 7.3 Determinación de acciones gravitacionales

Tabla 7.1 Acciones características de los pisos arriba del nivel de piso.

Acciones permanentes (Carga Muerta)	
Peso propio del piso (Losacero Calibre 22 con espesor de concreto de 12 cm luego lo paso a in)	60 [PSF]
Ductos	5 [PSF]
Plafones	5 [PSF]
Acabados	10 [PSF]
Las acciones permanentes totales son:	
$p_{Db} = 60 + 5 + 5 + 10 = 80$ [PSF]	
Acciones variables (Carga Viva)	
Carga viva impuesta para oficinas	55 [PSF]
Carga viva por particiones móviles (muros tabal roca)	20 [PSF]
Las acciones variables totales son:	
$p_{Lb} = 55 + 15 = 70$ [PSF]	

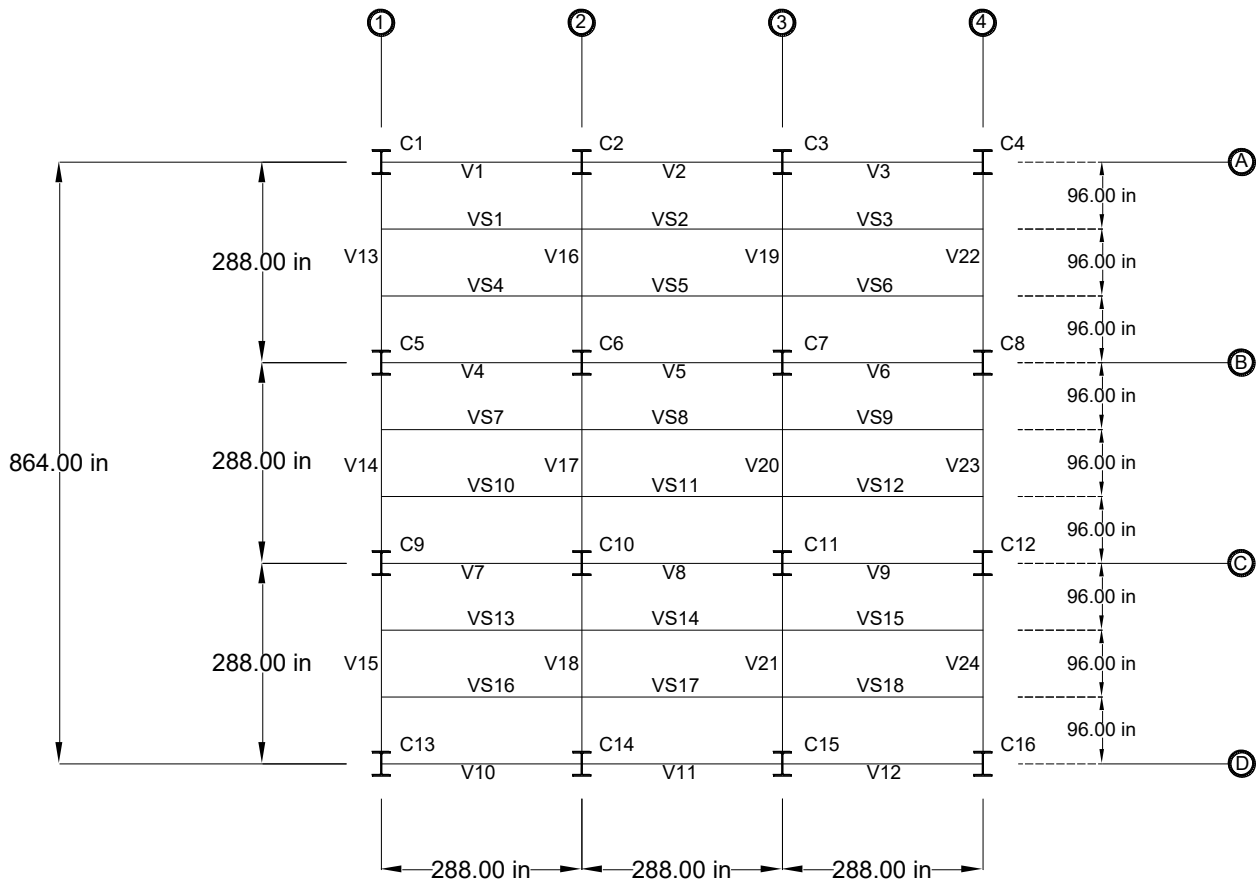


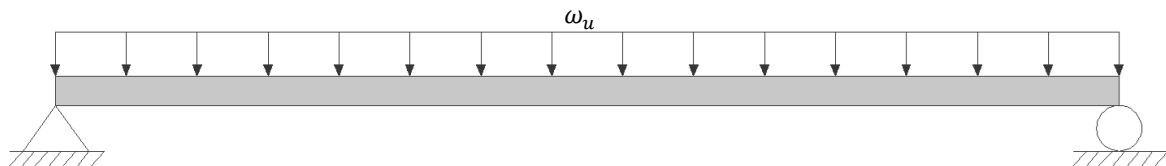
Figura 7.1 Planta del edificio a consideración.

### 7.4 Revisión del diseño de una viga secundaria (viga de piso).

Todas las vigas de piso son iguales y por lo tanto este análisis y diseño es útil para las 18 vigas de cada piso. La viga de acero esta horizontal y debido a la losa de concreto se considera que el patín de compresión se encuentra soportado lateralmente en toda su longitud ( $L_b = 0$ ). Revisaremos si la sección seleccionada por el programa es la adecuada, se determinó una viga  $W14 \times 22$  de acero A992 grado 50. Como se mencionó anteriormente las vigas de piso se diseñan como simplemente apoyadas tomando en cuenta que su conexión será de cortante simple.

Longitud de la viga secundaria [ $L_b$ ] 24[ft]

Ancho tributario de la viga de la viga secundaria [ $S_b$ ] 8[ft]



Para la carga muerta

$$q_{Db} = \frac{1}{1000 L_b} (S_b p_{Db} + \text{peso de la viga})$$

$$q_{Db} = \frac{1}{1000 L_b} ((8 \times 80) + 22) = 0.662 [klf]$$

Para la carga viva:

$$q_{Lb} = \frac{1}{1000 L_b} (S_b p_{Lb})$$

$$q_{Lb} = \frac{1}{1000 L_b} (8 \times 70) = 0.56 [klf]$$

Ahora obtenemos  $\omega_u$  (incluye la combinación de cargas):

$$\omega_u = 1.2q_{Db} + 1.6q_{Lb}$$

$$\omega_u = 1.2(0.662) + 1.6(0.56) = 1.6904 [klf]$$

Con la obtención de  $\omega_u$  podemos obtener  $M_u$  y  $V_u$  a partir de las siguientes expresiones:

$$M_u = \frac{\omega L_b^2}{8} = \frac{1.6904(24^2)}{8} = 121.7088 [kip \cdot ft]$$

$$V_u = \frac{\omega_u L_b}{2} = \frac{1.6904(24)}{2} = 20.2848 [kips]$$

Obtenemos la  $Z_x$  requerida para entrar en la Tabla 3-2 de Manual AISC

$$Z_x \text{ requerida} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{12(121.7088)}{0.90(50)} = 32.4557 [in^3]$$

Como podemos ver en la Tabla una  $W12 \times 26$  tiene las siguientes resistencias:

$$\phi_b M_{px} = 140 > 130.1184 [kip \cdot ft] \therefore \text{Adecuada}$$

$$\phi_v V_{nx} = 84.3 > 21.6864 [kips] \therefore \text{Adecuada}$$

## 7.5 Diseño de trabes y columnas interiores

Este diseño se realizó con ayuda de Etabs, por lo tanto, nos limitaremos a mostrar en un esquema las secciones seleccionadas para un solo marco, porque estas secciones son las mismas en los 8 diferentes marcos que componen la estructura.

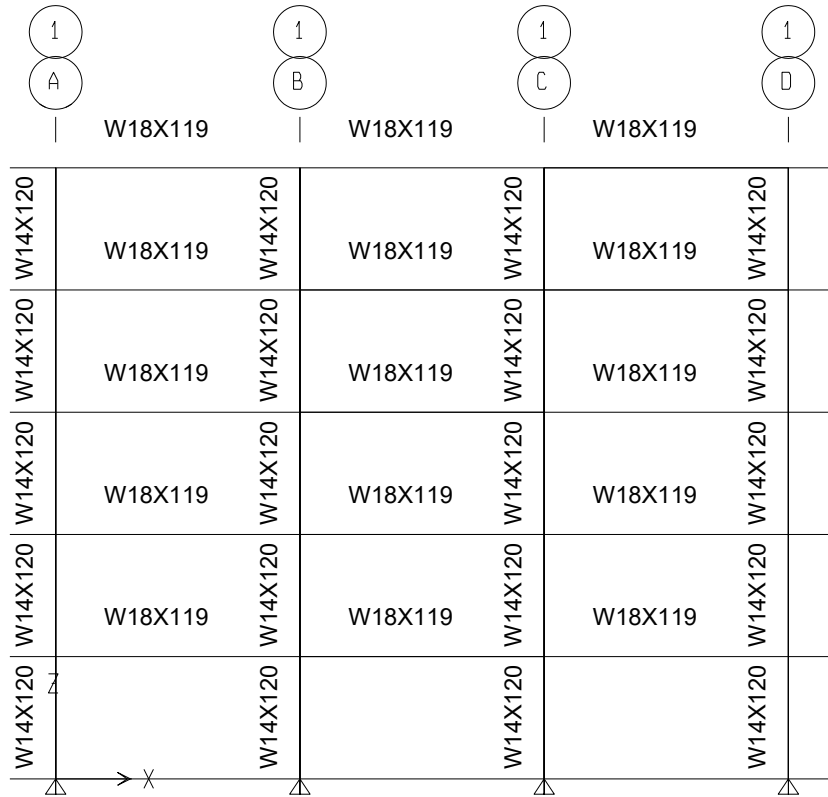
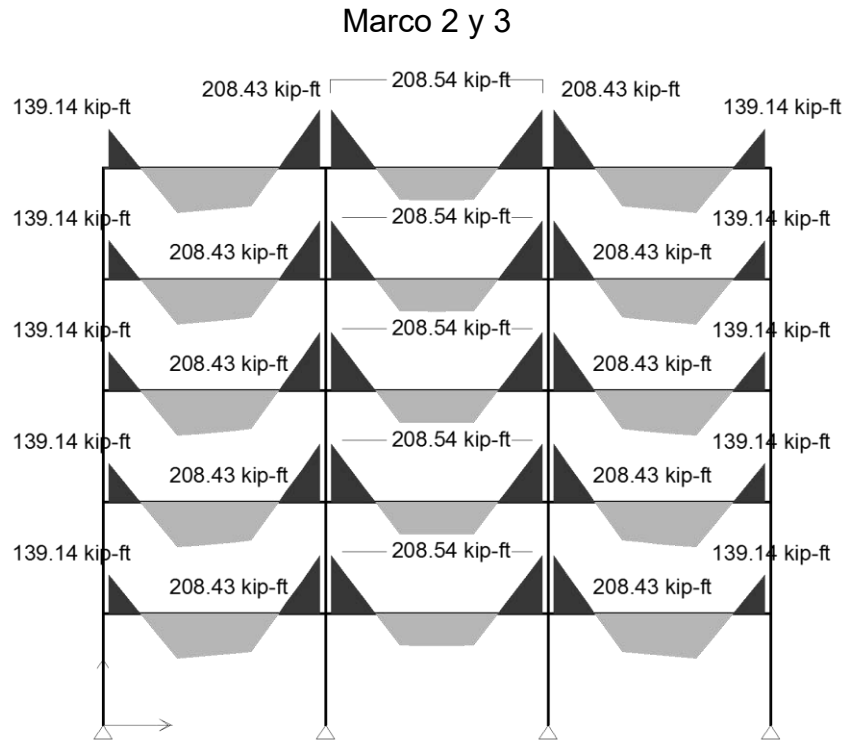


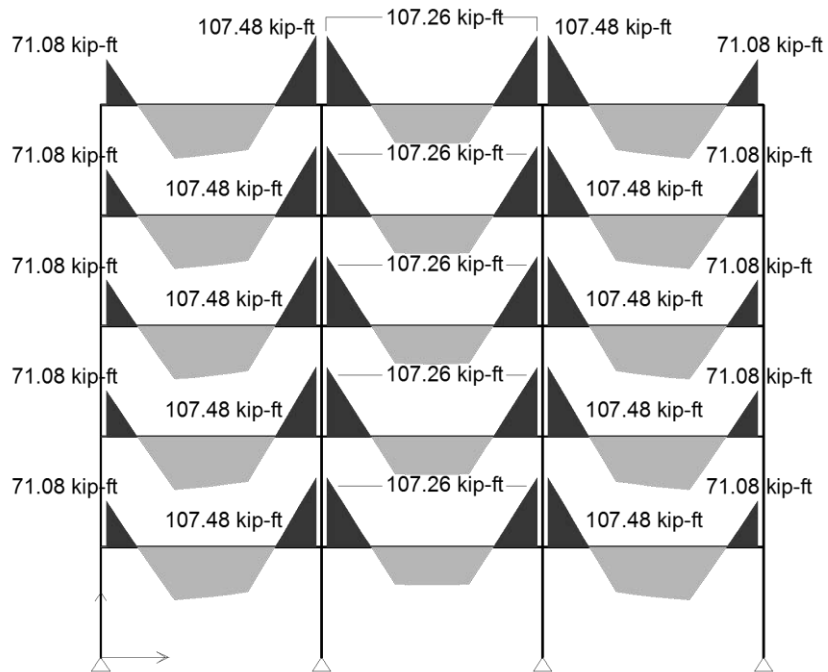
Figura 7.2 Elevación 1 del edificio.

### 7.6 Diagramas de los elementos mecánicos

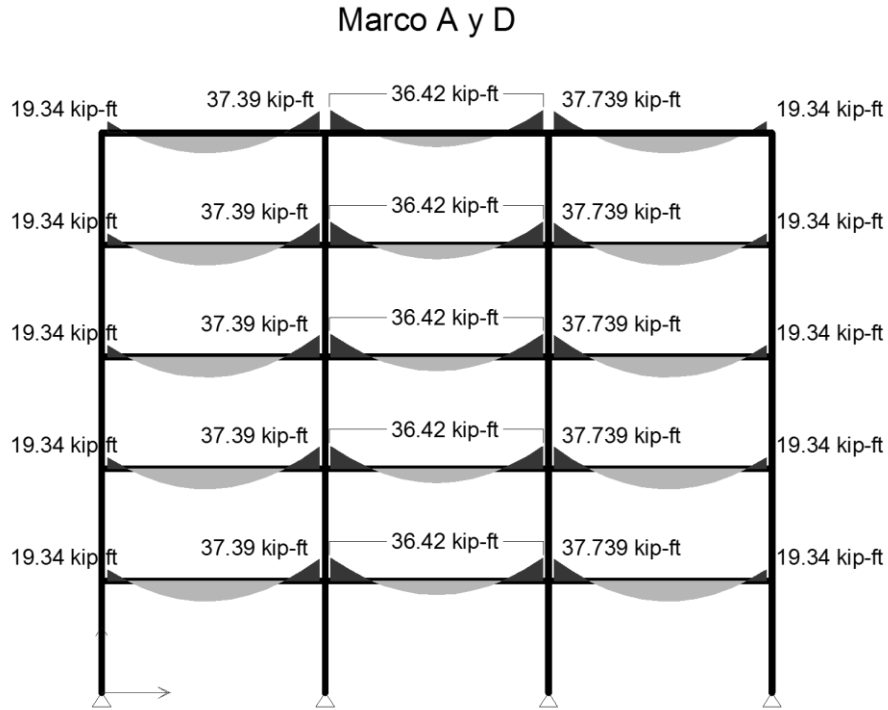
A continuación, presentamos los diagramas de cortante y momentos correspondientes a cada marco, debido a la simetría de las cargas y de la estructura. El marco A es igual al D, así como el B es igual al C, lo mismo ocurre en la otra dirección, 1 es igual a 4 y 2 es igual a 3.



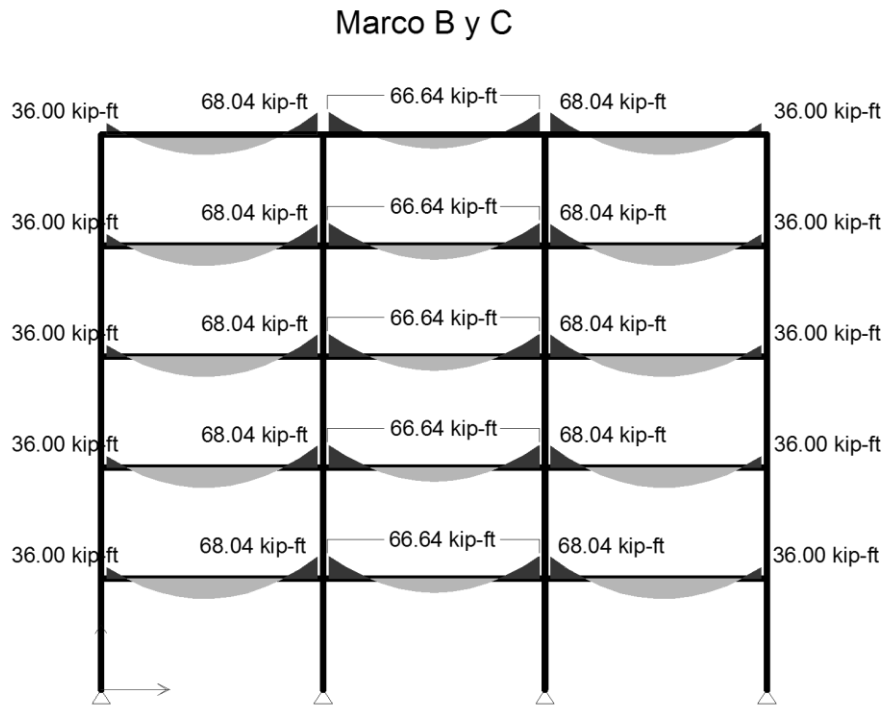
**Figura 7.3 Diagrama de Momento del Marco 2 y 3.**  
Marco 1 y 4



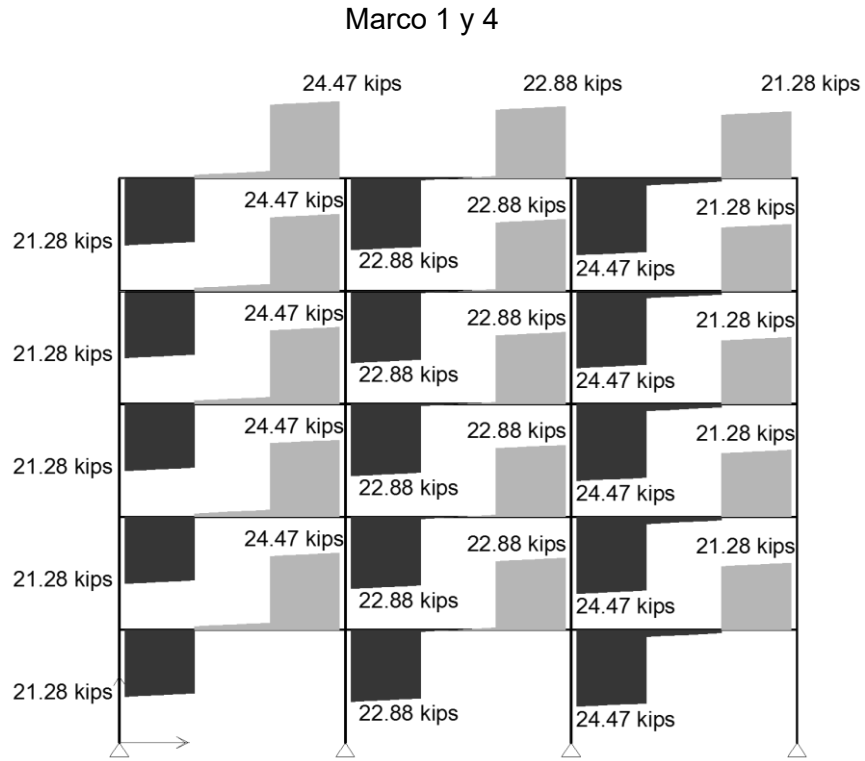
**Figura 7.4 Diagrama de Momento del Marco 1 y 4.**



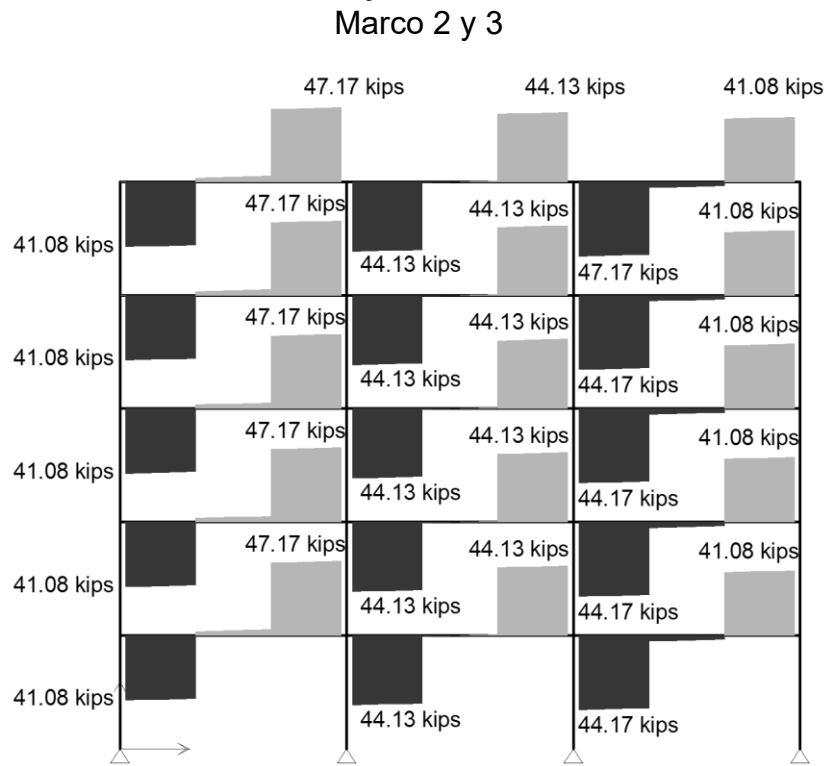
**Figura 7.5 Diagrama de Momento del Marco A y D**



**Figura 7.6 Diagrama de Momento del Marco B y C**

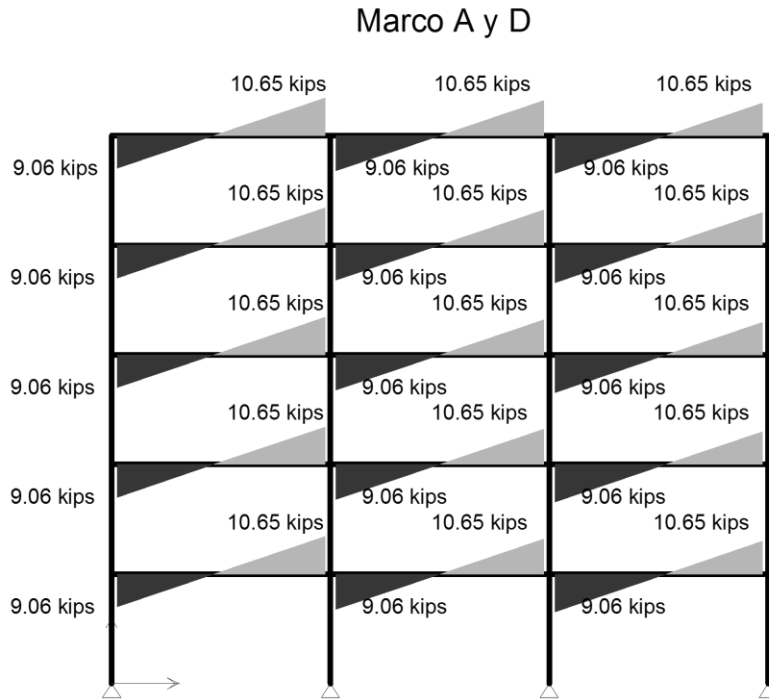


**Figura 7.7 Diagrama de Cortante del Marco 1 y 4.**

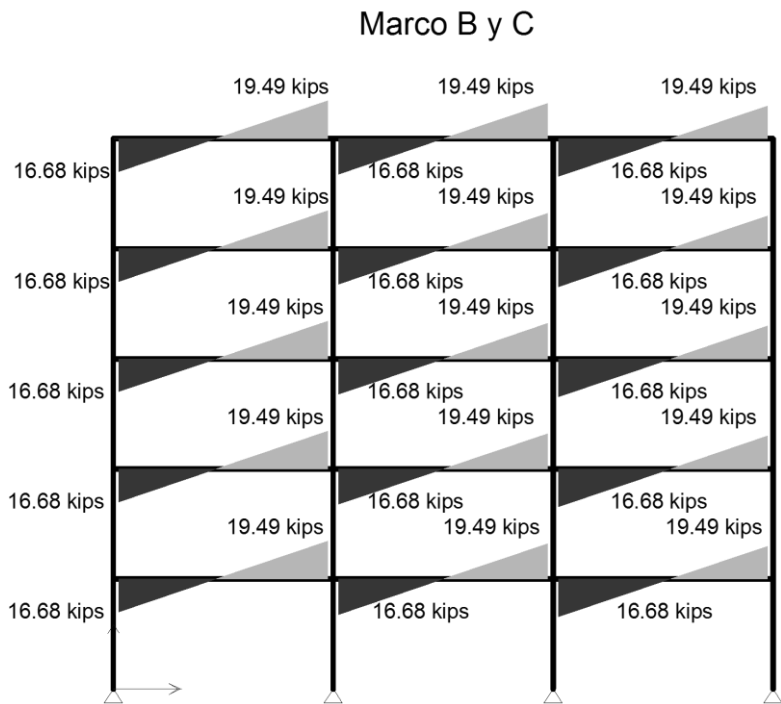


**Figura 7.8 Diagrama de Cortante del Marco 2 y 3.**





**Figura 7.9 Diagrama de Cortante del Marco A y D.**



**Figura 7.10 Diagrama de Cortante el Marco B y C.**

## 7.7 Conexión viga a trabe con placa simple

### 1. Datos

Trabe  $W18 \times 119$   $F_y = 50$  [ksi] y  $F_u = 65$  [ksi]

$$t_w = 0.655$$
 [in]

$$k_1 = 1.187$$
 [in]

$$b_f = 11.3$$
 [in]

Viga  $W14 \times 22$  con  $F_y = 50$  [ksi] y  $F_u = 65$  [ksi]

$$d = 13.7$$
 [in]

$$t_w = 0.23$$
 [in]

$$t_f = 0.335$$
 [in]

Longitudes del recorte en la viga

$$c = 5.32$$
 [in]

$$d_c \approx k_1 = 2$$
 [in]

$$S_{net} = 7.97$$
 [in<sup>3</sup>]

$$c = 0.5b_f - 0.5t_w - 0.5 + \{0.5 \text{ a } 0.75\}$$

$$c = 0.5(11.3) - 0.5(0.655) - 0.5 + 0.5 = 5.32$$
 [in]

Suponer 3 filas de tornillos de A325-N de  $\frac{3}{4}$  [in] de diámetro, con un paso,  $s$ , de 3 [in], una distancia de la línea de tornillos a la línea de soldadura,  $a$ , de 3 [in]. Utilice electrodos E70.

Para conexiones de cortante de placa simple, la distancia  $L_{eh}$ , debe de ser igual o mayor a  $2d = 1.5$  [in], por lo tanto se utilizará una distancia  $L_{eh} = 1.5$  [in]

La distancia  $L_{ev}$ , debe de cumplir los requerimientos especificados en la Tabla 2.4 (Tabla J3.4 de las especificaciones del AISC).  $L_{ev} = 1.25$  [in]

Se dejará una holgura de viga de 0.5 [in]

Dimensiones de la placa

$$L = 2(L_{ev}) + (n - 1)(s) = 2(1.25) + (3 - 1)(3) = 8.5$$
 [in]

$$b = L_{eh} + a = 1.5 + 3 = 4.5$$
 [in]

Espesor de la placa, de acuerdo con la ecuación (6.3.10), interpolando el valor de  $k$  en la Tabla 6.2,  $k = 2.33$

$$t_{p \min} = \max \left[ \frac{9}{234} \sqrt{\frac{36}{2.33}}, \frac{1}{4} \text{ in} \right] = \max[0.15, 0.25] = 0.25$$
 [in]

Probar con una placa  $PL 8 \frac{1}{2} \times 4 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ ,  $F_y = 36$  [ksi] y  $F_u = 58$  [ksi]

### 2. Verificaciones de diseño

El espesor del alma de la viga o de la placa debe de satisfacer la relación

$$t \leq \frac{d}{2} + \frac{1}{16} = \frac{3/4}{2} + \frac{1}{16} = 0.437$$
 [in]

$$t_p = 0.25$$
 [in]  $\therefore$  Sí cumple

### 2.1 Cortante en los tornillos

La resistencia al corte,  $F_{nv}$ , es igual a 60 [ksi], la resistencia de diseño está dada por:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= n\phi F_{nv} A_b \\ \phi R_n &= 3(0.75)(60)(0.442) = 59.64 \text{ [kips]}\end{aligned}$$

$$\phi R_n > V_u \therefore \text{Es adecuada}$$

### 2.2 Aplastamiento en los tornillos de corte

Distancia libre para un tornillo externo:

$$\begin{aligned}L_{ce} &= L_{ev} - \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{16}}{2} = 1.25 - 0.406 = 0.844 \text{ [in]} < 2d = 2\left(\frac{3}{4}\right) = 1.5 \text{ [in]} \\ \therefore &\text{Rige el estado límite por desgarramiento}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2 F_u L_{ce} t_p \\ \phi R_n &= 1.2(0.75)(58)(0.844)(0.25) = 11.01 \text{ [kips]}\end{aligned}$$

Distancia libre para un tornillo interno

$$\begin{aligned}L_{ci} &= s - \left(d + \frac{1}{16}\right) = 3 - \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{16}\right) = 2.19 > 2d = 1.5 \text{ [in]} \\ \therefore &\text{Rige el estado límite por deformación}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 2.4 F_u d t_p \\ \phi R_n &= 2.4(0.75)(58)\left(\frac{3}{4}\right)\left(\frac{1}{4}\right) = 19.58 \text{ [kips]}\end{aligned}$$

Por lo tanto la resistencia al aplastamiento de los tornillos está dada por:

$$\phi R_n = 2(11.01) + 19.58 = 41.6 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V_u \therefore \text{Es adecuada}$$

3. **Revisión de diseño de la placa de cortante**, PL  $8 \frac{1}{2} \times 4 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ ,  $F_y = 36$  [ksi] y  $F_u = 58$  [ksi]

$$A_g = 8.5 \times \frac{1}{4} = 2.125 \text{ [in}^2\text{]} \quad A_n = \left(8.5 - 3\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right)\right) \times \frac{1}{4} = 1.468 \text{ [in}^2\text{]}$$

#### 3.1 Resistencia de diseño por fluencia a cortante de la placa

$$\phi R_n = 0.6\phi F_y A_g = 0.6 \times 1 \times 36 \times 2.125 = 45.9 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

#### 3.2 Resistencia de diseño por ruptura a cortante de la placa

$$\phi R_n = 0.6\phi F_u A_{nv} = 0.6 \times 0.75 \times 58 \times 1.468 = 38.33 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

#### 3.3 Resistencia por bloque de cortante

Para la fractura por bloque de cortante en la placa se tiene:

$$\begin{aligned}A_{gt} &= 1 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} = 0.375 \text{ [in}^2\text{]} & A_{nt} &= A_{gt} - (0.5) \times \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{1}{4} \\ & & &= 0.265 \text{ [in}^2\text{]}\end{aligned}$$

$$A_{gv} = (8.5 - 1 \frac{1}{4}) \times \frac{1}{4} = 1.813 [in^2] \quad A_{nv} = A_{gv} - (3 - 0.5)(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}) \times \frac{1}{4} = 1.266 [in^2]$$

$$\begin{aligned} \phi F_u A_{nt} &= \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1.266 = 33.033 [kips] \\ \phi 0.6 F_u A_{nv} &= 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1.266 = 33.033 [kips] \\ \phi F_y A_{gt} &= 0.75 \times 36 \times 0.375 = 10.125 [kips] \\ \phi 0.6 F_y A_{gv} &= 0.75 \times 0.6 \times 36 \times 1.813 = 29.363 [kips] \end{aligned}$$

Como  $\phi 0.6 F_u A_{nv} > \phi F_u A_{nt}$ , la fractura por cortante rige la resistencia por bloque de cortante

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0.6 F_u A_{nv} + \min(\phi F_y A_{gt}, \phi F_u A_{nt}) \\ \phi R_n &= 33.03 + \min(10.125, \phi R_n) = 43.15 [kips] \\ \phi R_n &= 43.15 [kips] \\ \phi R_n &> V \therefore \text{Es adecuada} \end{aligned}$$

#### 4. Resistencia de soldadura

El tamaño mínimo de la soldadura de filete está dado por la ecuación.

$$w_{min} = \frac{5}{8} t_p = \frac{5}{8} \left(\frac{1}{4}\right) = \frac{5}{32} [in] = 2.5 \text{ dieciseisavos} \sim 3 \text{ dieciseisavos} = w$$

$$t_w = 0.707w = 0.707 \left(\frac{3}{16}\right) = 0.1326 [in]$$

$$L_e = 8.5 - 2w = 8.5 - 2 \left(\frac{3}{16}\right) = 8.125 [in]$$

$$A_{we} = L_e t_w = 8.125(0.1326) = 1.077 [in^2]$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_{exx} A_{we} = 0.75(0.6)(70)(1.077) = 33.92 [kips]$$

Al utilizar soldadura por ambos lados, la resistencia total es:

$$\phi R_n = 2(33.92) = 67.8 [kips]$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

#### 5. Revisión de la viga recortada

##### 5.1 Flexión por fluencia de la viga recortada

Se calculará el momento último considerando una excentricidad  $e$ , que será la dimensión horizontal del recorte de la viga,  $c$ , más la holgura de viga, multiplicado por el valor del cortante,  $V$ .

$$e = c + 0.5 = 5.32 + 0.5 = 5.82 [in]$$

$$M_u = eV$$

$$M_u = 5.82(17.66) = 102.78 [kips - in]$$

La resistencia de la viga recortada está dada por

$$\phi M_n = \phi F_u S_{net}$$

$$\phi M_n = 0.75(65)(7.97) = 388.5 [kip - in]$$

$$\phi M_n > M_u \therefore \text{Es adecuada}$$

##### 5.2 Pandeo local a flexión de la viga recortada

Conforme a lo establecido en la parte 9 del Manual del AISC, la resistencia disponible al pandeo local a flexión de una viga recortada está dada por:

$$\phi M_n = \phi F_{cr} S_{net}$$

$$F_{cr} = 26,210 \left( \frac{t_w}{h_0} \right)^2 f k$$

Con  $\phi = 0.90$

donde:

$f$  = Factor de ajuste de pandeo de placa

$$\frac{2c}{d} \text{ cuando } \frac{c}{d} \leq 1.0$$

$$1 + \frac{c}{d} \text{ cuando } \frac{c}{d} > 1.0$$

$k$  = Coeficiente de pandeo de placa

$$2.2 \left( \frac{h_0}{c} \right)^{1.65} \text{ cuando } \frac{c}{h_0} \leq 1.0$$

$$\frac{2.2h_0}{c} \text{ cuando } \frac{c}{h_0} > 1.0$$

$t_w$  = Espesor del alma de la viga

Cálculo del valor del factor de ajuste de pandeo de placa,  $f$ :

$$\frac{c}{d} = \frac{5.32}{13.7} = 0.388 < 1$$

$$f = \frac{2c}{d} = \frac{2(5.32)}{13.7} = 0.7766$$

Cálculo del coeficiente de pandeo de placa,  $k$ :

$$h_0 = d_b - d_c = 13.7 - 2 = 11.7[in]$$

$$\frac{c}{h_0} = \frac{5.32}{11.7} = 0.454 < 1$$

$$k = 2.2 \left( \frac{11.7}{5.32} \right)^{1.65} = 8.07$$

$$F_{cr} = 26\,210 \left( \frac{0.230}{11.7} \right)^2 (0.7766)(8.07) = 63.52[ksi]$$

$$\phi R_n = 0.9(63.52)(7.97) = 455.32[kips]$$

$$\phi M_n > M_u \therefore \text{Es adecuada}$$

### 5.3 Bloque de cortante de la sección recortada

Utilizando las Tablas 9-3 del manual del AISC, entrando con los valores:

$$L_{eh} = 1.5 \text{ [in]}$$

$$F_u = 65 \text{ [ksi]}$$

$$d = 3/4 \text{ [in]}$$

$$L_{ev} = 1.25 \text{ [in]}$$

$$n = 3$$

$$\phi F_u A_{nt} = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 148(t_w) = 34.04 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 148(t_w) = 34.04 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 163(t_w) = 37.49 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} + \phi F_u A_{nt}$$

$$\phi R_n = 34.04 + \phi R_n = 45.95 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = 45.95 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

#### 5.4 Ruptura en el alma de la trabe

Revisión por medio del espesor mínimo

$$t_{min} = \frac{3.19D}{F_u} = \frac{3.19(3)}{65} = 0.1472$$

$$t_{min} < t_p = 1/4 \text{ [in]}$$

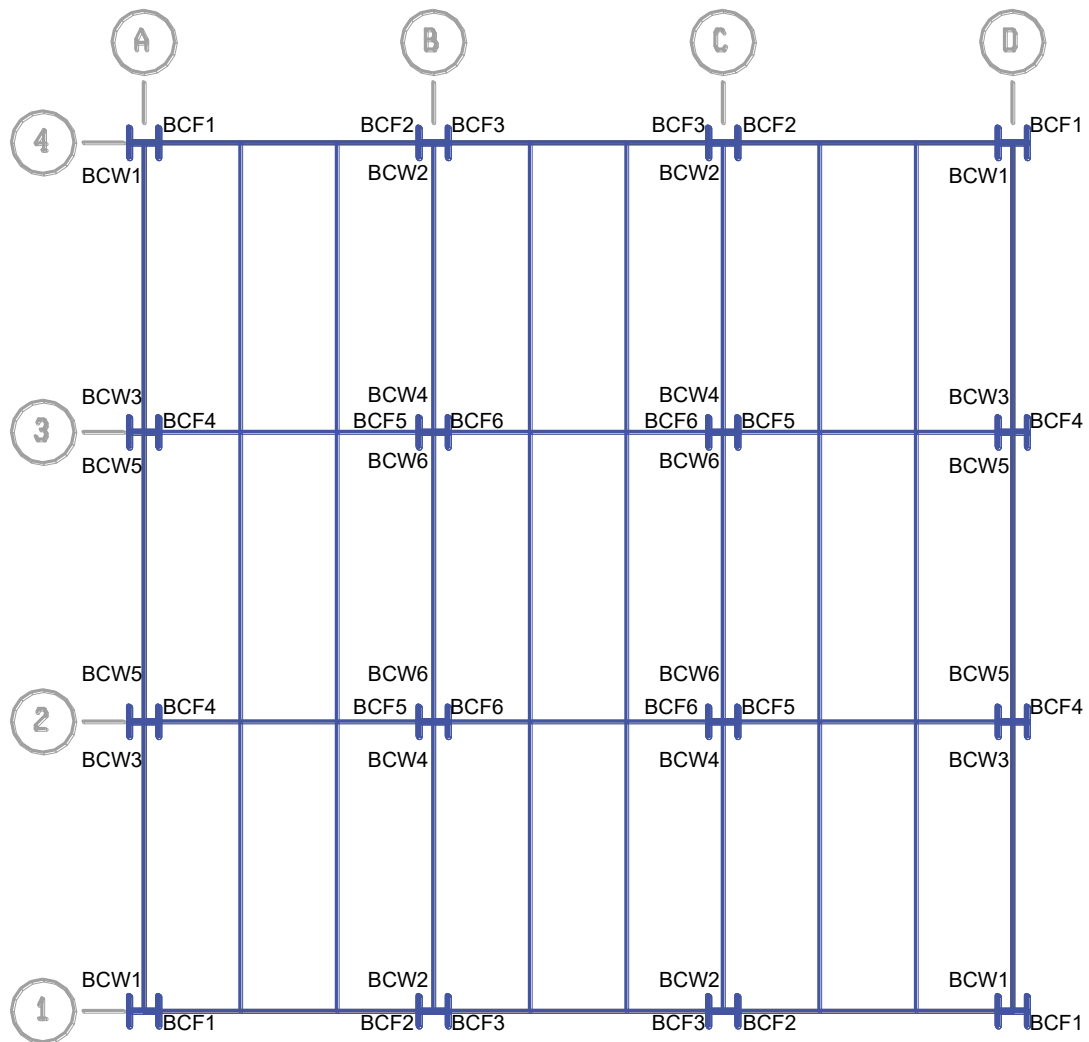
$$t_{min} < t_w = 0.655 \text{ [in]}$$

$$\therefore \text{Es adecuada}$$

Se utilizará una placa  $PL 8 \frac{1}{2} \times 4 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$  con 3 filas de tornillos A325-N de  $\frac{3}{4}$  [in] de diámetro, conectados a la viga y dos líneas de soldadura unidas a la trabe con Electrodo E70, tamaño de 3 dieciseisavos y de una longitud de 8.5 [in].

## 7.8 Conexiones de Momento trabe a columna

Las conexiones de momento se encuentran identificadas como lo muestra la siguiente figura.



**Figura 7.11** Identificación de las conexiones de momento.

Como se puede observar, existen 12 conexiones de momento diferentes divididas en dos grandes grupos: BCF (Beam to Column Flange) y BCW (Beam to Column Web), debido a la simetría de cargas y geometría del edificio. Dentro de estas, hay algunas en las que los valores de momento y cortante que se utilizan como parámetros de diseño son iguales y sólo se presenta el diseño de 6 conexiones (4 del tipo BCF y 2 del tipo BCW).

### 7.8.1 Conexiones de Momento con Placa de extremo extendida (Tipo BCF)

De acuerdo con los elementos mecánicos de las uniones viga-columna conectadas al patín de la columna, se observa que los momentos y cortantes son iguales al inicio y final de la viga, por lo cual a continuación se mostrará el diseño de dos conexiones tipo, utilizando los momentos y cortantes que se muestran a continuación.

- Conexión BCF1

$$M_u = 70.91 \text{ [kip} - \text{ft]}$$

$$V_u = 21.23 \text{ [kip]}$$

- Conexión BCF2, BCF3

$$M_u = 107.20 \text{ [kip} - \text{ft]}$$

$$V_u = 24.41 \text{ [kip]}$$

- Conexión y BCF4

$$M_u = 138.80 \text{ [kip} - \text{ft]}$$

$$V_u = 40.98 \text{ [kip]}$$

- Conexión BCF5 y BCF6

$$M_u = 208 \text{ [kip} - \text{ft]}$$

$$V_u = 48 \text{ [kip]}$$

#### 7.8.1.1 Conexión BCF1

##### 1. Datos

Viga  $W18 \times 119$

$A[in^2]$	$b_f[in]$	$t_f[in]$	$t_w[in]$	$d[in]$	$\phi M_{px}[kips \cdot ft]$	$\phi V_n[kips]$
35.1	11.3	1.060	0.655	19.0	983	373

Columna  $W14 \times 120$

$A[in^2]$	$b_f[in]$	$t_f[in]$	$t_w[in]$	$d[in]$	$g_c[in]$
35.3	14.7	0.940	0.590	14.5	$5 \frac{1}{2}$

Solicitaciones

$R_u[kips]$	$M_u[kips \cdot ft]$
21.231	70.9185

Materiales

Miembro	$F_y[ksi]$	$F_u[ksi]$
Viga	50	65
Columna	50	65
Placa	36	58



## 2. Propiedades geométricas de la placa

$$b_p = g + 2L_{eh} = 5.5 + 2(3.5) = 12.5[in]$$

$$g = 5.5[in]$$

$$p_{f,i} = 2.0[in]$$

$$p_{f,0} = 2.0[in]$$

$$p_{ext} = 4.0[in]$$

$$L_{eh} = 3.5[in]$$

$$h_0 = d + p_{f,0} = 19.0 + 2 = 21.0[in]$$

$$d_0 = h_0 - \frac{t_f}{2} = 21.0 - \frac{1.06}{2} = 20.47[in]$$

$$h_1 = d - p_{f,i} - t_f = 19 - 2.0 - 1.06 = 15.94[in]$$

$$d_1 = h_1 - \frac{t_f}{2} = 15.94 - \frac{1.06}{2} = 15.41[in]$$

$$\gamma_r = 1.0$$

## 3. Tornillos

Se utilizarán tornillos A490-N con las siguientes características

$$F_{nt} = 113[ksi]$$

$$F_{nv} = 60[ksi]$$

$$T_b = 15[kips] \text{ depende del diámetro del tornillo, y solo se utiliza para el procedimiento de diseño } 2$$

## 4. Procedimiento de diseño 1

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_u}{\pi\phi F_{nt}(\sum d_n)}} = \sqrt{\frac{2(70.91)(12)}{\pi(0.75)(113)(20.47 + 15.41)}} = 0.4190[in]$$

Se selecciona un tornillo de  $5/8 [in]$  de diámetro en ajuste apretado.

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} = \frac{1}{2}\sqrt{(12.5)(5.5)} = 4.1457[in]$$

Ahora verificamos el paso interior del tornillo,  $p_{f,i} = 2 \leq s = 4.1457$

$$Y = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{f,0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{f,i} + s)]$$

$$Y = \frac{12.5}{2} \left[ (15.94) \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4.14} \right) + (21.0) \left( \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{5.5} [(15.94)(2.0 + 4.14)] = 171.96$$

$$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4} = \frac{\pi(0.625)^2(113)}{4} = 34.66[kips]$$

$$\phi M_n = \phi 2(P_t)(d_0 + d_1) = (0.75)2(34.66)(19.2 + 15.6) = 1865.77[kip \cdot in] = 155.48[kip \cdot in]$$

$$\phi M_n = 155.48[kip \cdot in] > 70.91[kip \cdot in] \therefore \text{Adecuado}$$

Obtenemos el espesor de placa de extremo requerido

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{(1.11)\gamma_r\phi M_{np}}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{(1.11)(1.0)(1865.77)}{(0.90)(36)(171.96)}} = 0.6096[in] \rightarrow 3/4[in]$$

Tamaño de soldadura requerido para unir la viga del alma a la placa de extremo en la vecindad de los tornillos a tensión

a) Si se requiere de la resistencia total a la fluencia

$$D \geq \frac{(90\%)(F_{yb} t_{wb})}{2(1.392)} = \frac{(90\%)(50)(0.655)}{2(1.392)} = 10.58 \rightarrow 11 \left(\frac{1}{16}\right)[in]$$

b) Si solo se requiere del 60% de la resistencia total a la fluencia

$$D \geq \frac{(60\%)(F_{yb} t_{wb})}{2(1.392)} = \frac{(60\%)(50)(0.655)}{2(1.392)} = 7.05 \rightarrow 8 \left(\frac{1}{16}\right)[in]$$

Tamaño de soldadura en el alma que resiste la reacción de la viga

Obtenemos las longitudes de soldadura

$$l = \min \left[ \frac{d}{2} - t_f, \frac{d}{2} - 2t_f - p_{f,i} + 2d \right]$$

$$l = \min \left[ \frac{19.0}{2} - 1.06, \frac{19.0}{2} - 2(1.06) - 2 + 2(0.625) \right]$$

$$l = \min[8.44, 6.63] = 6.63[in]$$

$$D_{min} = \frac{R_u}{2(1.39)l} = \frac{21.23}{2(1.39)(6.63)} = 1.15 \rightarrow 2 \left(\frac{1}{16}\right)[in]$$

El tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones AISC) es de  $\frac{4}{16}[in]$ .

Se usarán soldaduras de  $\frac{11}{16}[in]$  para unir el alma de la viga con la placa de extremo.

Tamaño requerido del patín a tensión

$$l = 2(b_f + t_f) - t_w = 2(12.5 + 1.06) - 0.655 = 24.065[in]$$

$$P_{uf} = \frac{2M_u}{\sum d_n} = \frac{2(70.91)}{20.47 + 15.41} = 47.43[kips]$$

$$D = \frac{P_{uf}}{1.392(1.5)l} = \frac{47.43}{1.392(1.5)(24.065)} = 0.94[in] \rightarrow 1 \left(\frac{1}{16}\right)[in]$$

El tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones AISC), es de  $\frac{4}{16}[in]$

Se usarán soldaduras de  $\frac{4}{16}[in]$  para unir el alma de la viga con la placa de extremo

Para el patín a compresión se pueden usar el tamaño mínimo de soldadura del patín a tensión o el mismo tamaño que el patín a tensión.

## 5. Procedimiento de diseño 2

Nota: solo se presentan los cálculos que difieran del procedimiento de diseño 1

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{\gamma_r M_u}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{(1.0)(70.91)12}{(0.9)(36)(133)}} = 0.39[in] \rightarrow 1/2[in]$$

Se selecciona un diámetro de tornillo de prueba y calcule las máximas fuerzas de apalancamiento

$$d = 1/2[in]$$

Revisión de las fuerzas de apalancamiento, tornillo interno.

$$w' = \frac{b_p}{2} - \left(d_b + \frac{1}{16}\right) = \frac{12.5}{2} - \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{16}\right) = 5.68$$

$$a_i = 3.682 \left(\frac{t_p}{d}\right)^3 - 0.085 = 3.682 \left(\frac{0.5}{0.5}\right)^3 - 0.085 = 3.59$$

$$F'_i = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w'\right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4 P_{f,i}} = \frac{0.5^2 (36) \left(0.85 \frac{12.5}{2} + 0.80 (5.68)\right) + \frac{\pi (0.5^3) (113)}{8}}{4(2)} = 11.78$$

$$Q_{max,i} = \frac{w' t_p^2}{4 a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left(\frac{F'_i}{w' t_p}\right)^2} = \frac{(5.68) 0.5^2}{4(3.59)} \sqrt{36^2 - 3 \left(\frac{11.78}{(5.68)(0.5)}\right)^2} = 3.48$$

Revisión de las fuerzas de apalancamiento, tornillo externo.

$$a_o = \min \left[ 3.682 \left(\frac{t_p}{d}\right)^3 - 0.085, P_{ext} - P_{f,o} \right] = \min \left[ 3.682 \left(\frac{0.5}{1}\right)^3 - 0.085, 4 - 2 \right] = 2$$

$$F'_o = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w'\right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4 P_{f,o}} = \frac{0.5^2 (36) \left(0.85 \frac{12.5}{2} + 0.80 (5.68)\right) + \frac{\pi (0.5^3) (113)}{8}}{4(2)} = 11.78$$

$$Q_{max,o} = \frac{w' t_p^2}{4 a_o} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left(\frac{F'_o}{w' t_p}\right)^2} = \frac{(5.68) 0.5^2}{4(2)} \sqrt{36^2 - 3 \left(\frac{11.78}{(5.68)(0.5)}\right)^2} = 6.26$$

Calculamos la resistencia disponible de la conexión para el estado limite de ruptura con acción de apalancamiento

$$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4} = \frac{\pi (0.5^2) (113)}{4} = 22.18[kips]$$

Pretensión en el tornillo sin modificar

$$T_{b0} = 15[kips]$$

Pretensión del tornillo modificada debido a la condición de ajuste apretado

$$T_b = T_{b0}(0.75) = (15)0.75 = 11.25[kips]$$

$$\phi M_q = \max \begin{cases} \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_o + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_o + (2T_b)(d_1)] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,i})d_1 + (2T_b)(d_o)] \\ \phi [2(T_b)(d_o + d_1)] \end{cases}$$

$$\phi M_q = \max \begin{cases} 0.75[2(22.18 - 6.26)20.47 + 2(22.18 - 6.10)15.41] = 920.99[kips \cdot in] \\ 0.75[2(22.18 - 6.26)20.47 + 2(11.25)(15.41)] = 748.77[kips \cdot in] \\ 0.75[2(22.18 - 3.48)15.41 + 2(11.25)(20.47)] = 777.69[kips \cdot in] \\ 0.75[2(11.25)(20.47 + 15.41)] = 605.47[kips \cdot in] \end{cases}$$

$$\phi M_q = 920.99[kips \cdot in] = 76.74[kips \cdot ft] > 70.91[kips \cdot ft]$$

Se usará una placa *PL* de  $\frac{3}{4}$  [in] y tornillos A490-N con un diámetro de  $\frac{5}{8}$  [in], instalados en ajuste apretado. (Se usaran las dimensiones correspondientes al procedimiento de diseño 1)

## 6. Revisiones

Cortante en los tornillos debido a la reacción de la viga

$$\phi R_n = 4 F_n A_b N_s = 4(60) \left( \frac{\pi(0.625^2)}{4} \right) (1) = 55.22[kips] > 21.23 \therefore \text{Adecuado}$$

Aplastamiento en los tornillos debido a la reacción de la viga

$$L_c = L_e - 0.5d_h = 2 - 0.5 \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{16} \right) = 1.71[in] > 1[in] \therefore \text{E.L. de deformacion}$$

$$R_n = (2.4F_u) d t_n = (2.4)(58)(0.5)(0.5)(4) = 139.2[kips] > 21.23 \therefore \text{Adecuado}$$

Fluencia por cortante

$$\phi R_n = 0.6\phi F_{yp} b_p t_p = (0.9)(0.6)(36)(12.5)(0.5) = 121.5 > 23.71 \therefore \text{Adecuado}$$

Ruptura por cortante

$$A_n = b_p - 2 \left( d + \frac{1}{8} \right) = 12.5 - 2 \left( \frac{1}{16} + \frac{1}{8} \right) = 11[in^2]$$

$$\phi R_n = 0.6\phi F_{up} A_n t_p = 0.6(0.75)(58)(11)(0.5) = 143.55[kips] > 23.71 \therefore \text{Adecuado}$$

Resistencia de la soldadura del alma a la placa de extremo

$$A_{we} = L_w t_e = 6.63 \left( \frac{11}{16} 0.707 \right) = 3.22[in^2]$$

$$\phi R_{nw} = \phi 0.60 F_{EXX} A_{we} = (0.75)(0.60)(70)(3.22) = 101.50[kips] > 21.23 \therefore \text{Adecuado}$$

Resistencia a la fluencia de la viga

$$\phi R_n = \phi F_{yb} t_w = (0.9)(50)(0.5) = 29.475[kips]$$

Resistencia de la soldadura del alma para alcanzar el esfuerzo de fluencia

$$\phi R_w = 1.392D2(1.5) = (0.9)(1.392)(11)(2)(1.5) = 45.936[kips] > 29.47 \therefore \text{Adecuado}$$

Resistencia a la ruptura del metal base (Alma de la viga)

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(11)}{65} = 0.5229[in] < t_{wb} = 0.655 \therefore \text{Adecuado}$$

Resistencia a la ruptura del metal base (placa de extremo)

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(11)}{58} = 0.5860[in] < t_p = 0.5 \therefore \text{Adecuado}$$

#### 7. Revisión de atiesamiento

Fluencia local del alma

$$\phi R_n = \phi(6k_c + N + 2t_p)t_{wc}F_{yc} = 1.0(6(1.54) + 0.75 + 2(0.75))(0.590)(50) = 361.08[kips] > 47.43[kips]$$

$\therefore$  se necesita de refuerzo en la zona de panel

Nota: El criterio para determinar  $N$  o  $l_b$  (en las especificaciones AISCS 360-10) o la longitud de aplastamiento (length of bearing) es ambiguo y deja lugar a bastantes interpretaciones, nosotros lo hemos tomado como el espesor de la placa  $t_p$ . En nuestro software de referencia (RAM Connection) este tiene un valor mayor (1.56).

Inestabilidad del alma

$$\phi R_n = \phi 0.8 t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{E F_{yc} \frac{t_{fc}}{t_{wc}}} = (0.75) 0.8 (0.590^2) \left[ 1 + 3 \left( \frac{0.75}{14.5} \right) \left( \frac{0.59}{0.940} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{(29000)(50) \frac{0.940}{0.590}} =$$

$$\phi R_n = 341.94[kips] > 47.43[kips] \therefore \text{No necesita atiesadores}$$

Pandeo por compresión del alma

$$\phi R_n = \frac{24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h_c} = (0.9) \frac{(24) 0.59^3 \sqrt{(29000)(50)}}{10} = 534.18[kips] > 47.43[kips]$$

$\therefore$  No necesita atiesadores

Flexión local en el patín

$$\phi R_n = 6.25 t_{fc}^2 F_{yc} = (0.9) 6.25 (0.94^2) (50) = 248.51[kips] > 139[kips] \therefore \text{No necesita atiesadores}$$

Cortante en la zona de panel

$$\phi R_n = \phi(0.6 F_{yc}) d_c t_{wc} = (0.9)(0.6(50))(14.5)(0.59) = 230.98[kips] > 47.43[kips]$$

$\therefore$  No necesita atiesadores

### 7.8.1.2 Conexiones BCF2 y BCF3

#### 1. Datos

Datos:

Viga  $W18 \times 50$

$A[in^2]$	$b_f[in]$	$t_f[in]$	$t_w[in]$	$d[in]$	$\phi M_{px}[kips \cdot ft]$	$\phi V_n[kips]$
35.1	11.3	1.060	0.655	19.0	983	373

Columna  $W14 \times 120$

$A[in^2]$	$b_f[in]$	$t_f[in]$	$t_w[in]$	$d[in]$	$g_c[in]$
35.3	14.7	0.940	0.590	14.5	$5 \frac{1}{2}$

Solicitaciones

$R_u[kips]$	$M_u[kips \cdot ft]$
24.415	107.2063

Materiales

Miembro	$F_y[ksi]$	$F_u[ksi]$
Viga	50	65
Columna	50	65
Placa	36	58

#### 2. Propiedades geométricas de la placa

$$b_p = g + 2L_{eh} = 5.5 + 2(3.5) = 12.5[in]$$

$$g = 5.5[in]$$

$$p_{f,i} = 2.0[in]$$

$$p_{f,o} = 2.0[in]$$

$$p_{ext} = 4.0[in]$$

$$L_{eh} = 3.5[in]$$

$$h_0 = d + p_{f,o} = 19.0 + 2 = 21.0[in]$$

$$d_0 = h_0 - \frac{t_f}{2} = 21.0 - \frac{1.06}{2} = 20.47[in]$$

$$h_1 = d - p_{f,i} - t_f = 19 - 2.0 - 1.06 = 15.94[in]$$

$$d_1 = h_1 - \frac{t_f}{2} = 15.94 - \frac{1.06}{2} = 15.41[in]$$

$$\gamma_r = 1.0$$

### 3. Tornillos

Se utilizarán tornillos A490-N con las siguientes características

$$F_{nt} = 113[\text{ksi}]$$

$$F_{nv} = 60[\text{ksi}]$$

$$T_b = 24[\text{kips}] \text{ depende del diámetro del tornillo, y solo se utiliza para el procedimiento de diseño 2}$$

### 4. Procedimiento de diseño 1

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_u}{\pi\phi F_{nt}(\sum d_n)}} = \sqrt{\frac{2(107.2063)(12)}{\pi(0.75)(113)(20.47 + 15.41)}} = 0.5151[\text{in}]$$

Se selecciona un tornillo de  $5/8$  [in] de diámetro en ajuste apretado.

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} = \frac{1}{2}\sqrt{(12.5)(5.5)} = 4.1457[\text{in}]$$

Ahora verificamos el paso interior del tornillo,  $p_{f,i} = 2 \leq s = 4.1457$

$$Y = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{P_{f,0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (P_{f,i} + s)]$$

$$Y = \frac{12.5}{2} \left[ (15.94) \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4.14} \right) + (21.0) \left( \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{5.5} [(15.94)(2.0 + 4.14)] = 171.96$$

$$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4} = \frac{\pi(0.625)^2(113)}{4} = 34.66[\text{kips}]$$

$$\phi M_n = \phi 2(P_t)(d_0 + d_1) = (0.75)2(34.66)(19.2 + 15.6) = 1865.77[\text{kip} \cdot \text{in}] = 155.48[\text{kip} \cdot \text{in}]$$

$$\phi M_n = 155.48[\text{kip} \cdot \text{in}] > 107.20[\text{kip} \cdot \text{in}] \therefore \text{Adecuado}$$

Obtenemos el espesor de placa de extremo requerido

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{(1.11)\gamma_r\phi M_{np}}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{(1.11)(1.0)(1865.77)}{(0.90)(36)(171.96)}} = 0.6096[\text{in}] \rightarrow 3/4 [\text{in}]$$

Tamaño de soldadura requerido para unir la viga del alma a la placa de extremo en la vecindad de los tornillos a tensión

c) Si se requiere de la resistencia total a la fluencia

$$D \geq \frac{(90\%)(F_{yb} t_{wb})}{2(1.392)} = \frac{(90\%)(50)(0.655)}{2(1.392)} = 10.58 \rightarrow 11 \left( \frac{1}{16} \right) [\text{in}]$$

d) Si solo se requiere del 60% de la resistencia total a la fluencia

$$D \geq \frac{(60\%)(F_{yb} t_{wb})}{2(1.392)} = \frac{(60\%)(50)(0.655)}{2(1.392)} = 7.05 \rightarrow 8 \left( \frac{1}{16} \right) [\text{in}]$$

Tamaño de soldadura en el alma que resiste la reacción de la viga

Obtenemos las longitudes de soldadura

$$l = \min \left[ \frac{d}{2} - t_f, \frac{d}{2} - 2t_f - p_{f,i} + 2d \right]$$

$$l = \min \left[ \frac{19.0}{2} - 1.06, \frac{19.0}{2} - 2(1.06) - 2 + 2(0.625) \right]$$

$$l = \min [8.44, 6.63] = 6.63 [in]$$

$$D_{min} = \frac{R_u}{2(1.39)l} = \frac{24.415}{2(1.39)(6.63)} = 1.15 \rightarrow 2 \left( \frac{1}{16} \right) [in]$$

El tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones AISC), es de  $\frac{4}{16} [in]$ .

Se usarán soldaduras de  $\frac{11}{16} [in]$  para unir el alma de la viga con la placa de extremo.

Tamaño requerido del patín a tensión

$$l = 2(b_f + t_f) - t_w = 2(12.5 + 1.06) - 0.655 = 24.065 [in]$$

$$P_{uf} = \frac{2M_u}{\sum d_n} = \frac{2(107.20)}{20.47 + 15.41} = 71.70 [kips]$$

$$D = \frac{P_{uf}}{1.392(1.5l)} = \frac{71.70}{1.392(1.5)(24.065)} = 1.42 [in] \rightarrow 2 \left( \frac{1}{16} \right) [in]$$

El tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones AISC), es de  $\frac{4}{16} [in]$

Se usarán soldaduras de  $\frac{4}{16} [in]$  para unir el alma de la viga con la placa de extremo

Para el patín a compresión se pueden usar el tamaño mínimo de soldadura del patín a tensión o el mismo tamaño que el patín a tensión.

## 5. Procedimiento de diseño 2

Nota: solo se presentan los cálculos que difieran del procedimiento de diseño 1

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{\gamma_r M_u}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{(1.0)(107.20)12}{(0.9)(36)(133)}} = 0.48 [in] \rightarrow 1/2 [in]$$

Se selecciona un diámetro de tornillo de prueba y calcule las máximas fuerzas de apalancamiento

$$d = 5/8 [in]$$

Revisión de las fuerzas de apalancamiento, tornillo interno.

$$w' = \frac{b_p}{2} - \left( d_b + \frac{1}{16} \right) = \frac{12.5}{2} - \left( \frac{5}{8} + \frac{1}{16} \right) = 5.56$$

$$a_i = 3.682 \left( \frac{t_p}{d} \right)^3 - 0.085 = 3.682 \left( \frac{0.5}{0.625} \right)^3 - 0.085 = 1.80$$

$$F'_i = \frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4P_{f,i}} = \frac{0.5^2 (36) \left( 0.85 \frac{12.5}{2} + 0.80 (5.56) \right) + \frac{\pi (0.625^3) (113)}{8}}{4(2)} = 12.33$$



$$Q_{max,i} = \frac{w't_p^2}{4a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3\left(\frac{F'_i}{w't_p}\right)^2} = \frac{(5.56)0.5^2}{4(1.80)} \sqrt{36^2 - 3\left(\frac{12.33}{(5.56)(0.5)}\right)^2} = 6.79$$

Revisión de las fuerzas de apalancamiento, tornillo externo.

$$a_o = \min \left[ 3.682 \left(\frac{t_p}{d}\right)^3 - 0.085, P_{ext} - P_{f,o} \right] = \min \left[ 3.682 \left(\frac{0.5}{1}\right)^3 - 0.085, 4 - 2 \right] = 1.80$$

$$F'_o = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w'\right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4P_{f,o}} = \frac{0.5^2 (36) \left(0.85 \frac{12.5}{2} + 0.80 (5.56)\right) + \frac{\pi (0.625^3)(113)}{8}}{4(2)} = 12.73$$

$$Q_{max,o} = \frac{w't_p^2}{4a_o} \sqrt{F_{py}^2 - 3\left(\frac{F'_o}{w't_p}\right)^2} = \frac{(5.56)0.5^2}{4(2)} \sqrt{36^2 - 3\left(\frac{12.73}{(5.56)(0.5)}\right)^2} = 6.79$$

Calculamos la resistencia disponible de la conexión para el estado límite de ruptura con acción de apalancamiento

$$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4} = \frac{\pi (0.625^2)(113)}{4} = 34.66[kips]$$

Pretensión en el tornillo sin modificar

$$T_{b0} = 24[kips]$$

Pretensión del tornillo modificada debido a la condición de ajuste apretado

$$T_b = T_{b0}(0.75) = (24)0.75 = 18[kips]$$

$$\phi M_q = \max \begin{cases} \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_o + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_o + (2T_b)(d_1)] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,i})d_1 + (2T_b)(d_o)] \\ \phi [2(T_b)(d_o + d_1)] \end{cases}$$

$$\phi M_q = \max \begin{cases} 0.75 [2(34.66 - 6.79)20.47 + 2(34.66 - 6.79)15.41] = 1500.2[kips \cdot in] \\ 0.75 [2(34.66 - 6.79)20.47 + 2(11.25)(15.41)] = 1271.9[kips \cdot in] \\ 0.75 [2(34.66 - 6.79)15.41 + 2(11.25)(20.47)] = 1197.0[kips \cdot in] \\ 0.75 [2(18)(20.47 + 15.41)] = 968.76[kips \cdot in] \end{cases}$$

$$\phi M_q = 1500.2[kips \cdot in] = 125.01[kips \cdot ft] > 107.20[kips \cdot ft]$$

Se usará una placa PL de  $\frac{1}{2}$  [in] y tornillos A490-N con un diámetro de  $\frac{5}{8}$  [in], instalados en ajuste apretado. (Se utilizó la solución del Procedimiento de diseño 2)

## 6. Revisión

Cortante en los tornillos debido a la reacción de la viga

$$\phi R_n = 4 F_n A_b N_s = 4(60) \left(\frac{\pi (0.625^2)}{4}\right) (1) = 55.22[kips] > 24.41 \therefore \text{Adecuado}$$

Aplastamiento en los tornillos debido a la reacción de la viga

$$L_c = L_e - 0.5d_h = 2 - 0.5\left(\frac{5}{8} + \frac{1}{16}\right) = 1.65[in] > 1.25[in] \therefore E.L. de deformacion$$

$$R_n = (2.4F_u)dt_n = (2.4)(58)(0.625)(0.5)(4) = 139.2[kips] > 24.41 \therefore Adecuado$$

Fluencia por cortante

$$\phi R_n = 0.6\phi F_{yp} b_p t_p = (0.9)(0.6)(36)(12.5)(0.5) = 121.5 > 24.41 \therefore Adecuado$$

Ruptura por cortante

$$A_n = b_p - 2\left(d + \frac{1}{8}\right) = 12.5 - 2\left(\frac{5}{8} + \frac{1}{8}\right) = 11[in^2]$$

$$\phi R_n = 0.6\phi F_{up} A_n t_p = 0.6(0.75)(58)(11)(0.5) = 143.55[kips] > 24.41 \therefore Adecuado$$

Resistencia de la soldadura del alma a la placa de extremo

$$A_{we} = L_w t_e = 6.63\left(\frac{11}{16} 0.707\right) = 3.22[in^2]$$

$$\phi R_{nw} = \phi 0.60 F_{EXX} A_{we} = (0.75)(0.60)(70)(3.22) = 101.50[kips] > 24.41 \therefore Adecuado$$

Resistencia a la fluencia de la viga

$$\phi R_n = \phi F_{yb} t_w = (0.9)(50)(0.655) = 29.475[kips]$$

Resistencia de la soldadura del alma para alcanzar el esfuerzo de fluencia

$$\phi R_w = 1.392D2(1.5) = (0.9)(1.392)(11)(2)(1.5) = 45.936[kips] > 29.47 \therefore Adecuado$$

Resistencia a la ruptura del metal base (Alma de la viga)

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(11)}{65} = 0.5229[in] < t_{wb} = 0.655 \therefore Adecuado$$

Resistencia a la ruptura del metal base (placa de extremo)

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(11)}{58} = 0.5860[in] < t_p = 0.5 \therefore Adecuado$$

## 7. Revisión de atiesamiento

Fluencia local del alma

$$\phi R_n = \phi(6k_c + N + 2t_p)t_{wc}F_{yc} = 1.0(6(1.54) + 0.5 + 2(0.5))(0.590)(50) = 331.58[kips] > 71.70[kips]$$

$\therefore$  se necesita de refuerzo en la zona de panel

Nota: El criterio para determinar  $N$  o  $l_b$  (en las especificaciones AISC 360-10) o la longitud de aplastamiento (length of bearing) es ambiguo y deja lugar a bastantes interpretaciones, nosotros lo hemos tomado como el espesor de la placa  $t_p$ . En nuestro software de referencia (RAM Connection) este tiene un valor mayor (1.56).

Inestabilidad del alma

$$\phi R_n = \phi 0.8 t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{E F_{yc} \frac{t_{fc}}{t_{wc}}} = (0.75) 0.8 (0.590^2) \left[ 1 + 3 \left( \frac{0.5}{14.5} \right) \left( \frac{0.59}{0.940} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{(29000)(50) \frac{0.940}{0.590}} =$$

$$\phi R_n = 333.78 [kips] > 71.70 [kips] \therefore \text{No necesita atiesadores}$$

Pandeo por compresión del alma

$$\phi R_n = \frac{24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h_c} = (0.9) \frac{(24) 0.59^3 \sqrt{(29000)(50)}}{10} = 534.18 [kips] > 71.70 [kips]$$

$\therefore$  No necesita atiesadores

Flexión local en el patín

$$\phi R_n = 6.25 t_{fc}^2 F_{yc} = (0.9) 6.25 (0.94^2) (50) = 248.51 [kips] > 71.70 [kips] \therefore \text{No necesita atiesadores}$$

Cortante en la zona de panel

$$\phi R_n = \phi (0.6 F_{yc}) d_c t_{wc} = (0.9) (0.6 (50)) (14.5) (0.59) = 230.98 [kips] > 71.70 [kips]$$

$\therefore$  No necesita atiesadores

### 7.8.1.3 Conexión BCF4

#### 1. Datos

Datos:

Viga  $W18 \times 50$

$A[in^2]$	$b_f[in]$	$t_f[in]$	$t_w[in]$	$d[in]$	$\phi M_{px}[kips \cdot ft]$	$\phi V_n[kips]$
35.1	11.3	1.060	0.655	19.0	983	373

Columna  $W14 \times 99$

$A[in^2]$	$b_f[in]$	$t_f[in]$	$t_w[in]$	$d[in]$	$g_c[in]$
35.3	14.7	0.940	0.590	14.5	$5 \frac{1}{2}$

Solicitaciones

$R_u[kips]$	$M_u[kips \cdot ft]$
40.98	138.80

Materiales

Miembro	$F_y[ksi]$	$F_u[ksi]$
Viga	50	65
Columna	50	65
Placa	36	58

#### 2. Propiedades geométricas de la placa

$$b_p = g + 2L_{eh} = 5.5 + 2(3.5) = 12.5[in]$$

$$g = 5.5[in]$$

$$p_{f,i} = 2.0[in]$$

$$p_{f,o} = 2.0[in]$$

$$p_{ext} = 4.0[in]$$

$$L_{eh} = 3.5[in]$$

$$h_0 = d + p_{f,o} = 19.0 + 2 = 21.0[in]$$

$$d_0 = h_0 - \frac{t_f}{2} = 21.0 - \frac{1.06}{2} = 20.47[in]$$

$$h_1 = d - p_{f,i} - t_f = 19 - 2.0 - 1.06 = 15.94[in]$$

$$d_1 = h_1 - \frac{t_f}{2} = 15.94 - \frac{1.06}{2} = 15.41[in]$$

$$\gamma_r = 1.0$$

### 3. Tornillos

Se utilizarán tornillos A490-N con las siguientes características

$$F_{nt} = 113[\text{ksi}]$$

$$F_{nv} = 60[\text{ksi}]$$

$$T_b = 35[\text{kips}] \text{ depende del diámetro del tornillo, y solo se utiliza para el procedimiento de diseño 2}$$

### 4. Procedimiento de diseño 1

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_u}{\pi\phi F_{nt}(\sum d_n)}} = \sqrt{\frac{2(138.80)(12)}{\pi(0.75)(113)(20.47 + 15.41)}} = 0.586[\text{in}]$$

Se selecciona un tornillo de  $5/8$  [in] de diámetro en ajuste apretado.

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} = \frac{1}{2}\sqrt{(12.5)(5.5)} = 4.1457[\text{in}]$$

Ahora verificamos el paso interior del tornillo,  $p_{f,i} = 2 \leq s = 4.1457$

$$Y = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{P_{f,0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (P_{f,i} + s)]$$

$$Y = \frac{12.5}{2} \left[ (15.94) \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4.14} \right) + (21.0) \left( \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{5.5} [(15.94)(2.0 + 4.14)] = 171.96$$

$$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4} = \frac{\pi(0.625)^2(113)}{4} = 34.66[\text{kips}]$$

$$\phi M_n = \phi 2(P_t)(d_0 + d_1) = (0.75)2(34.66)(19.2 + 15.6) = 1865.77[\text{kip} \cdot \text{in}] = 155.48[\text{kip} \cdot \text{in}]$$

$$\phi M_n = 155.48[\text{kip} \cdot \text{in}] > 138.80[\text{kip} \cdot \text{in}] \therefore \text{Adecuado}$$

Obtenemos el espesor de placa de extremo requerido

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{(1.11)\gamma_r\phi M_{np}}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{(1.11)(1.0)(1865.77)}{(0.90)(36)(171.96)}} = 0.6096[\text{in}] \rightarrow 3/4 [\text{in}]$$

Tamaño de soldadura requerido para unir la viga del alma a la placa de extremo en la vecindad de los tornillos a tensión

e) Si se requiere de la resistencia total a la fluencia

$$D \geq \frac{(90\%)(F_{yb} t_{wb})}{2(1.392)} = \frac{(90\%)(50)(0.655)}{2(1.392)} = 10.58 \rightarrow 11 \left( \frac{1}{16} \right) [\text{in}]$$

f) Si solo se requiere del 60% de la resistencia total a la fluencia

$$D \geq \frac{(60\%)(F_{yb} t_{wb})}{2(1.392)} = \frac{(60\%)(50)(0.655)}{2(1.392)} = 7.05 \rightarrow 8 \left( \frac{1}{16} \right) [\text{in}]$$

Tamaño de soldadura en el alma que resiste la reacción de la viga

Obtenemos las longitudes de soldadura

$$l = \min \left[ \frac{d}{2} - t_f, \frac{d}{2} - 2t_f - p_{f,i} + 2d \right]$$

$$l = \min \left[ \frac{19.0}{2} - 1.06, \frac{19.0}{2} - 2(1.06) - 2 + 2(0.625) \right]$$

$$l = \min [8.44, 6.63] = 6.63 [in]$$

$$D_{min} = \frac{R_u}{2(1.39)l} = \frac{40.98}{2(1.39)(6.63)} = 2.22 \rightarrow 3 \left( \frac{1}{16} \right) [in]$$

El tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones AISC), es de  $\frac{4}{16} [in]$ .

Se usarán soldaduras de  $\frac{11}{16} [in]$  para unir el alma de la viga con la placa de extremo.

Tamaño requerido del patín a tensión

$$l = 2(b_f + t_f) - t_w = 2(12.5 + 1.06) - 0.655 = 24.065 [in]$$

$$P_{uf} = \frac{2M_u}{\sum d_n} = \frac{2(138.80)}{20.47 + 15.41} = 92.84 [kips]$$

$$D = \frac{P_{uf}}{1.392(1.5)l} = \frac{92.84}{1.392(1.5)(24.065)} = 1.84 [in] \rightarrow 2 \left( \frac{1}{16} \right) [in]$$

El tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones AISC), es de  $\frac{4}{16} [in]$

Se usarán soldaduras de  $\frac{4}{16} [in]$  para unir el alma de la viga con la placa de extremo

Para el patín a compresión se pueden usar el tamaño mínimo de soldadura del patín a tensión o el mismo tamaño que el patín a tensión.

### 5. Procedimiento de diseño 2

Nota: solo se presentan los cálculos que difieran del procedimiento de diseño 1

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{\gamma_r M_u}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{(1.0)(138.80)12}{(0.9)(36)(133)}} = 0.546 [in] \rightarrow 5/8 [in]$$

Se selecciona un diámetro de tornillo de prueba y calcule las máximas fuerzas de apalancamiento

$$d = 3/4 [in]$$

Revisión de las fuerzas de apalancamiento, tornillo interno.

$$w' = \frac{b_p}{2} - \left( d_b + \frac{1}{16} \right) = \frac{12.5}{2} - \left( \frac{3}{4} + \frac{1}{16} \right) = 5.43$$

$$a_i = 3.682 \left( \frac{t_p}{d} \right)^3 - 0.085 = 3.682 \left( \frac{0.625}{0.75} \right)^3 - 0.085 = 2.04$$

$$F'_i = \frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4 P_{f,i}} = \frac{0.625^2 (36) \left( 0.85 \frac{12.5}{2} + 0.80 (5.43) \right) + \frac{\pi (0.75^3) (113)}{8}}{4(2)} = 19.32$$

$$Q_{max,i} = \frac{w't_p^2}{4a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3\left(\frac{F'_i}{w't_p}\right)^2} = \frac{(5.43)0.625^2}{4(2.04)} \sqrt{36^2 - 3\left(\frac{19.32}{(5.43)(0.625)}\right)^2} = 8.98$$

Revisión de las fuerzas de apalancamiento, tornillo externo.

$$a_o = \min \left[ 3.682 \left(\frac{t_p}{d}\right)^3 - 0.085, P_{ext} - P_{f,0} \right] = \min \left[ 3.682 \left(\frac{0.625}{1}\right)^3 - 0.085, 4 - 2 \right] = 2$$

$$F'_o = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w'\right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4P_{f,o}} = \frac{0.625^2 (36) \left(0.85 \frac{12.5}{2} + 0.80 (5.43)\right) + \frac{\pi (0.75^3)(113)}{8}}{4(2)} = 19.32$$

$$Q_{max,o} = \frac{w't_p^2}{4a_o} \sqrt{F_{py}^2 - 3\left(\frac{F'_o}{w't_p}\right)^2} = \frac{(5.43)0.625^2}{4(2)} \sqrt{36^2 - 3\left(\frac{19.32}{(5.43)(0.625)}\right)^2} = 9.19$$

Calculamos la resistencia disponible de la conexión para el estado límite de ruptura con acción de apalancamiento

$$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4} = \frac{\pi (0.75^2)(113)}{4} = 49.92 [kips]$$

Pretensión en el tornillo sin modificar

$$T_{b0} = 35 [kips]$$

Pretensión del tornillo modificada debido a la condición de ajuste apretado

$$T_b = T_{b0}(0.75) = (35)0.5 = 17.5 [kips]$$

$$\phi M_q = \max \begin{cases} \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_0 + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_0 + (2T_b)(d_1)] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,i})d_1 + (2T_b)(d_0)] \\ \phi [2(T_b)(d_0 + d_1)] \end{cases}$$

$$\phi M_q = \max \begin{cases} 0.75 [2(49.92 - 9.19)20.47 + 2(49.92 - 8.98)15.41] = 2196.68 [kips \cdot in] \\ 0.75 [2(49.92 - 9.19)20.47 + 2(17.5)(15.41)] = 1655.03 [kips \cdot in] \\ 0.75 [2(49.92 - 8.98)15.41 + 2(17.5)(20.47)] = 1483.49 [kips \cdot in] \\ 0.75 [2(17.5)(20.47 + 15.41)] = 941.85 [kips \cdot in] \end{cases}$$

$$\phi M_q = 2196.68 [kips \cdot in] = 183.05 [kips \cdot ft] > 138.80 [kips \cdot ft]$$

Se usará una placa PL de  $\frac{5}{8}$  [in] y tornillos A490-N con un diámetro de  $\frac{3}{4}$  [in], instalados en ajuste apretado. (Se utilizó la solución del Procedimiento de diseño 2)

## 6. Revisiones

Cortante en los tornillos debido a la reacción de la viga

$$\phi R_n = 4 F_n A_b N_s = 4(60) \left(\frac{\pi (0.75^2)}{4}\right) (1) = 79.51 [kips] > 40.986 \therefore \text{Adecuado}$$

Aplastamiento en los tornillos debido a la reacción de la viga

$$L_c = L_e - 0.5d_h = 2 - 0.5\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{16}\right) = 1.59[in] > 1.5[in] \therefore E.L. de deformacion$$

$$R_n = (2.4F_u)dt_n = (2.4)(58)(0.75)(0.625)(4) = 103.99[kips] > 40.98 \therefore Adecuado$$

Fluencia por cortante

$$\phi R_n = 0.6\phi F_{yp} b_p t_p = (0.9)(0.6)(36)(12.5)(0.625) = 151.87 > 46.42 \therefore Adecuado$$

Ruptura por cortante

$$A_n = b_p - 2\left(d + \frac{1}{8}\right) = 12.5 - 2\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) = 10.75[in^2]$$

$$\phi R_n = 0.6\phi F_{up} A_n t_p = 0.6(0.75)(58)(10.75)(0.625) = 179.43[kips] > 46.42 \therefore Adecuado$$

Resistencia de la soldadura del alma a la placa de extremo

$$A_{we} = L_w t_e = 6.63\left(\frac{11}{16} 0.707\right) = 3.22[in^2]$$

$$\phi R_{nw} = \phi 0.60 F_{EXX} A_{we} = (0.75)(0.60)(70)(3.22) = 101.50[kips] > 40.986 \therefore Adecuado$$

Resistencia a la fluencia de la viga

$$\phi R_n = \phi F_{yb} t_w = (0.9)(50)(0.625) = 29.475[kips]$$

Resistencia de la soldadura del alma para alcanzar el esfuerzo de fluencia

$$\phi R_w = 1.392D2(1.5) = (0.9)(1.392)(11)(2)(1.5) = 45.936[kips] > 29.47 \therefore Adecuado$$

Resistencia a la ruptura del metal base (Alma de la viga)

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(11)}{65} = 0.5229[in] < t_{wb} = 0.655 \therefore Adecuado$$

Resistencia a la ruptura del metal base (placa de extremo)

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(11)}{58} = 0.5860[in] < t_p = 0.5 \therefore Adecuado$$

## 7. Revisión de atiesamiento

Fluencia local del alma

$$\phi R_n = \phi(6k_c + N + 2t_p)t_{wc}F_{yc} = 1.0(6(1.54) + 0.625 + 2(0.625))(0.590)(50) = 346.3[kips] > 92.84[kips]$$

$\therefore$  se necesita de refuerzo en la zona de panel

Nota: El criterio para determinar  $N$  o  $l_b$  (en las especificaciones AISCS 360-10) o la longitud de aplastamiento (length of bearing) es ambiguo y deja lugar a bastantes interpretaciones, nosotros lo hemos tomado como el espesor de la placa  $t_p$ . En nuestro software de referencia (RAM Connection) este tiene un valor mayor (1.56).

Inestabilidad del alma



$$\phi R_n = \phi 0.8 t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{E F_{yc} \frac{t_{fc}}{t_{wc}}} = (0.75) 0.8 (0.590^2) \left[ 1 + 3 \left( \frac{0.625}{14.5} \right) \left( \frac{0.59}{0.940} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{(29000)(50) \frac{0.940}{0.590}} =$$

$$\phi R_n = 337.86 [kips] > 92.84 [kips] \therefore \text{No necesita atiesadores}$$

Pandeo por compresión del alma

$$\phi R_n = \frac{24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h_c} = (0.9) \frac{(24) 0.59^3 \sqrt{(29000)(50)}}{10} = 534.18 [kips] > 92.84 [kips]$$

$\therefore$  No necesita atiesadores

Flexión local en el patín

$$\phi R_n = 6.25 t_{fc}^2 F_{yc} = (0.9) 6.25 (0.94^2) (50) = 248.51 [kips] > 92.84 [kips] \therefore \text{No necesita atiesadores}$$

Cortante en la zona de panel

$$\phi R_n = \phi (0.6 F_{yc}) d_c t_{wc} = (0.9) (0.6 (50)) (14.5) (0.59) = 230.98 [kips] > 92.84 [kips]$$

$\therefore$  No necesita atiesadores

### 7.8.1.4 Conexiones BCF5y BCF6

#### 1. Datos

Datos:

Viga W18 × 50

$A [in^2]$	$b_f [in]$	$t_f [in]$	$t_w [in]$	$d [in]$	$\phi M_{px} [kips \cdot ft]$	$\phi V_n [kips]$
35.1	11.3	1.060	0.655	19.0	983	373

Columna W14 × 120

$A [in^2]$	$b_f [in]$	$t_f [in]$	$t_w [in]$	$d [in]$	$g_c [in]$
35.3	14.7	0.940	0.590	14.5	5 1/2

Solicitaciones

$R_u [kips]$	$M_u [kips \cdot ft]$
48	208

Materiales

Miembro	$F_y [ksi]$	$F_u [ksi]$
Viga	50	65
Columna	50	65
Placa	36	58

#### 2. Propiedades geométricas de la placa

$$b_p = g + 2L_{eh} = 5.5 + 2(3.5) = 12.5 [in]$$

$$g = 5.5[in]$$

$$p_{f,i} = 2.0[in]$$

$$p_{f,0} = 2.0[in]$$

$$p_{ext} = 4.0[in]$$

$$L_{eh} = 3.5[in]$$

$$h_0 = d + p_{f,0} = 19.0 + 2 = 21.0[in]$$

$$d_0 = h_0 - \frac{t_f}{2} = 21.0 - \frac{1.06}{2} = 20.47[in]$$

$$h_1 = d - p_{f,i} - t_f = 19 - 2.0 - 1.06 = 15.94[in]$$

$$d_1 = h_1 - \frac{t_f}{2} = 15.94 - \frac{1.06}{2} = 15.41[in]$$

$$\gamma_r = 1.0$$

### 3. Tornillos

Se utilizarán tornillos A490-N con las siguientes características

$$F_{nt} = 113[ksi]$$

$$F_{nv} = 60[ksi]$$

$$T_b = 49[kips] \text{ depende del diámetro del tornillo, y solo se utiliza para el procedimiento de diseño 2}$$

### 4. Procedimiento de diseño 1

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_u}{\pi\phi F_{nt}(\sum d_n)}} = \sqrt{\frac{2(208)(12)}{\pi(0.75)(113)(20.47 + 15.41)}} = 0.717[in]$$

Se selecciona un tornillo de  $3/4$  [in] de diámetro en ajuste apretado.

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} = \frac{1}{2}\sqrt{(12.5)(5.5)} = 4.1457[in]$$

Ahora verificamos el paso interior del tornillo,  $p_{f,i} = 2 \leq s = 4.11457$

$$Y = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{f,0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{f,i} + s)]$$

$$Y = \frac{12.5}{2} \left[ (15.94) \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4.14} \right) + (21.0) \left( \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{5.5} [(15.94)(2.0 + 4.14)] = 171.96$$

$$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4} = \frac{\pi(0.75)^2(113)}{4} = 49.92[kips]$$

$$\phi M_n = \phi 2(P_t)(d_0 + d_1) = (0.75)2(49.92)(19.2 + 15.6) = 2686.71[kip \cdot in] = 223.89[kip \cdot in]$$

$$\phi M_n = 223.89[kip \cdot in] > 208[kip \cdot in] \therefore \text{Adecuado}$$

Obtenemos el espesor de placa de extremo requerido

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{(1.11)\gamma_r\phi M_{np}}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{(1.11)(1.0)(2686.71)}{(0.90)(36)(171.96)}} = 0.731[in] \rightarrow 3/4[in]$$

Tamaño de soldadura requerido para unir la viga del alma a la placa de extremo en la vecindad de los tornillos a tensión

g) Si se requiere de la resistencia total a la fluencia

$$D \geq \frac{(90\%)(F_{yb}t_{wb})}{2(1.392)} = \frac{(90\%)(50)(0.655)}{2(1.392)} = 10.58 \rightarrow 11\left(\frac{1}{16}\right)[in]$$

h) Si solo se requiere del 60% de la resistencia total a la fluencia

$$D \geq \frac{(60\%)(F_{yb}t_{wb})}{2(1.392)} = \frac{(60\%)(50)(0.655)}{2(1.392)} = 7.05 \rightarrow 8\left(\frac{1}{16}\right)[in]$$

Tamaño de soldadura en el alma que resiste la reacción de la viga

Obtenemos las longitudes de soldadura

$$l = \min\left[\frac{d}{2} - t_f, \frac{d}{2} - 2t_f - p_{f,i} + 2d\right]$$

$$l = \min\left[\frac{19.0}{2} - 1.06, \frac{19.0}{2} - 2(1.06) - 2 + 2(0.75)\right]$$

$$l = \min[8.44, 6.88] = 6.88[in]$$

$$D_{min} = \frac{R_u}{2(1.39)l} = \frac{48}{2(1.39)(6.63)} = 1.15 \rightarrow 2\left(\frac{1}{16}\right)[in]$$

El tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones AISC), es de  $\frac{4}{16}[in]$ .

Se usarán soldaduras de  $\frac{11}{16}[in]$  para unir el alma de la viga con la placa de extremo.

Tamaño requerido del patín a tensión

$$l = 2(b_f + t_f) - t_w = 2(12.5 + 1.06) - 0.655 = 24.065[in]$$

$$P_{uf} = \frac{2M_u}{\sum d_n} = \frac{2(208)}{20.47 + 15.41} = 139.13[kips]$$

$$D = \frac{P_{uf}}{1.392(1.5l)} = \frac{139.13}{1.392(1.5)(24.065)} = 2.76[in] \rightarrow 3\left(\frac{1}{16}\right)[in]$$

El tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a la Tabla 3.4 (Tabla J2.4 de las especificaciones AISC), es de  $\frac{4}{16}[in]$

Se usarán soldaduras de  $\frac{4}{16}[in]$  para unir el alma de la viga con la placa de extremo

Para el patín a compresión se pueden usar el tamaño mínimo de soldadura del patín a tensión o el mismo tamaño que el patín a tensión.

## 5. Procedimiento de diseño 2

Nota: solo se presentan los cálculos que difieran del procedimiento de diseño 1

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{\gamma_r M_u}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{(1.0)(208)12}{(0.9)(36)(133)}} = 0.6693[in] \rightarrow 3/4[in]$$

Se selecciona un diámetro de tornillo de prueba y calcule las máximas fuerzas de apalancamiento

$$d = 7/8[in]$$

Revisión de las fuerzas de apalancamiento, tornillo interno.

$$w' = \frac{b_p}{2} - \left(d_b + \frac{1}{16}\right) = \frac{12.5}{2} - \left(\frac{7}{8} + \frac{1}{16}\right) = 5.31$$

$$a_i = 3.682 \left(\frac{t_p}{d}\right)^3 - 0.085 = 3.682 \left(\frac{0.75}{0.875}\right)^3 - 0.085 = 2.23$$

$$F'_i = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w'\right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4 P_{f,i}} = \frac{0.75^2 (36) \left(0.85 \frac{12.5}{2} + 0.80 (5.31)\right) + \frac{\pi (0.875^3)(113)}{8}}{4(2)} = 27.92$$

$$Q_{max,i} = \frac{w' t_p^2}{4 a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left(\frac{F'_i}{w' t_p}\right)^2} = \frac{(5.31)0.75^2}{4(2.23)} \sqrt{36^2 - 3 \left(\frac{27.92}{(5.31)(0.75)}\right)^2} = 11.31$$

Revisión de las fuerzas de apalancamiento, tornillo externo.

$$a_o = \min \left[ 3.682 \left(\frac{t_p}{d}\right)^3 - 0.085, P_{ext} - P_{f,o} \right] = \min \left[ 3.682 \left(\frac{0.75}{1}\right)^3 - 0.085, 4 - 2 \right] = 2$$

$$F'_o = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w'\right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4 P_{f,o}} = \frac{0.75^2 (36) \left(0.85 \frac{12.5}{2} + 0.80 (5.31)\right) + \frac{\pi (0.875^3)(113)}{8}}{4(2)} = 27.92$$

$$Q_{max,o} = \frac{w' t_p^2}{4 a_o} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left(\frac{F'_o}{w' t_p}\right)^2} = \frac{(5.31)0.75^2}{4(2)} \sqrt{36^2 - 3 \left(\frac{27.92}{(5.31)(0.75)}\right)^2} = 12.65$$

Calculamos la resistencia disponible de la conexión para el estado límite de ruptura con acción de apalancamiento

$$P_t = A_b F_t = \frac{\pi d^2 F_{nt}}{4} = \frac{\pi (0.875^2)(113)}{4} = 67.94[kips]$$

Pretensión en el tornillo sin modificar

$$T_{b0} = 49[kips]$$

Pretensión del tornillo modificada debido a la condición de ajuste apretado

$$T_b = T_{b0}(0.375) = (49)0.375 = 18.375[kips]$$

$$\phi M_q = \max \begin{cases} \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_o + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_o + (2T_b)(d_1)] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,i})d_1 + (2T_b)(d_o)] \\ \phi [2(T_b)(d_o + d_1)] \end{cases}$$

$$\phi M_q = \max \begin{cases} 0.75[2(67.94 - 12.65)20.47 + 2(67.94 - 11.31)15.41] = 3006.17[kips \cdot in] \\ 0.75[2(67.94 - 12.65)20.47 + 2(18,375)(15.41)] = 2122.33[kips \cdot in] \\ 0.75[2(67.94 - 11.31)15.41 + 2(18.375)(20.47)] = 1872.76[kips \cdot in] \\ 0.75[2(18.375)(20.47 + 15.41)] = 988.94[kips \cdot in] \end{cases}$$

$$\phi M_q = 3006.17[kips \cdot in] = 250.51[kips \cdot ft] > 208[kips \cdot ft]$$

Se usará una placa *PL* de  $\frac{3}{4}$  [in] y tornillos A490-N con un diámetro de  $\frac{7}{8}$  [in], instalados en ajuste apretado. (Se utilizó la solución del Procedimiento de diseño 2)

## 6. Revisiones

Cortante en los tornillos debido a la reacción de la viga

$$\phi R_n = 4 F_n A_b N_s = 4(60) \left( \frac{\pi(0.875^2)}{4} \right) (1) = 108.23[kips] > 48 \therefore \text{Adecuado}$$

Aplastamiento en los tornillos debido a la reacción de la viga

$$L_c = L_e - 0.5d_h = 2 - 0.5 \left( \frac{7}{8} + \frac{1}{16} \right) = 1.53[in] < 1.75[in] \therefore \text{E.L. de degarramiento}$$

$$\phi R_n = 1.2\phi F_u L_{ce} t_n = (1.2)(0.75)(58)(1.53)(0.75)(4) = 119.89[kips] > 48 \therefore \text{Adecuado}$$

Fluencia por cortante

$$\phi R_n = 0.6\phi F_{yp} b_p t_p = (0.9)(0.6)(36)(12.5)(0.75) = 182.25 > 69.65 \therefore \text{Adecuado}$$

Ruptura por cortante

$$A_n = b_p - 2 \left( d + \frac{1}{8} \right) = 12.5 - 2 \left( \frac{7}{8} + \frac{1}{8} \right) = 10.5[in^2]$$

$$\phi R_n = 0.6\phi F_{up} A_n t_p = 0.6(0.75)(58)(10.5)(0.75) = 210.43[kips] > 69.65 \therefore \text{Adecuado}$$

Resistencia de la soldadura del alma a la placa de extremo

$$A_{we} = L_w t_e = 6.68 \left( \frac{11}{16} 0.707 \right) = 3.34[in^2]$$

$$\phi R_{nw} = \phi 0.60 F_{EXX} A_{we} = (0.75)(0.60)(70)(3.34) = 210.67[kips] > 48 \therefore \text{Adecuado}$$

Resistencia a la fluencia de la viga

$$\phi R_n = \phi F_{yb} t_w = (0.9)(50)(0.655) = 29.475[kips]$$

Resistencia de la soldadura del alma para alcanzar el esfuerzo de fluencia

$$\phi R_w = 1.392D2(1.5) = (0.9)(1.392)(11)(2)(1.5) = 45.936[kips] > 29.475 \therefore \text{Adecuado}$$

Resistencia a la ruptura del metal base (Alma de la viga)

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(11)}{65} = 0.5229[in] < t_{wb} = 0.655 \therefore \text{Adecuado}$$

Resistencia a la ruptura del metal base (placa de extremo)

$$t_{min} = \frac{3.09D}{F_u} = \frac{3.09(11)}{58} = 0.5860[in] < t_p = 0.5 \therefore \text{Adecuado}$$

## 7. Revisión de atiesamiento

Fluencia local del alma

$$\phi R_n = \phi(6k_c + N + 2t_p)t_{wc}F_{yc} = 1.0(6(1.54) + 0.75 + 2(0.75))(0.590)(50) = 361.08[kips] > 139[kips]$$

$\therefore$  se necesita de refuerzo en la zona de panel

Nota: El criterio para determinar  $N$  o  $l_b$  (en las especificaciones AISCS 360-10) o la longitud de aplastamiento (length of bearing) es ambiguo y deja lugar a bastantes interpretaciones, nosotros lo hemos tomado como el espesor de la placa  $t_p$ . En nuestro software de referencia (RAM Connection) este tiene un valor mayor (1.56).

Inestabilidad del alma

$$\phi R_n = \phi 0.8 t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{E F_{yc} \frac{t_{fc}}{t_{wc}}} = (0.75) 0.8 (0.590^2) \left[ 1 + 3 \left( \frac{0.75}{14.5} \right) \left( \frac{0.59}{0.940} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \sqrt{(29000)(50) \frac{0.940}{0.590}} =$$

$$\phi R_n = 341.94[kips] > 139[kips] \therefore \text{No necesita atiesadores}$$

Pandeo por compresión del alma

$$\phi R_n = \frac{24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h_c} = (0.9) \frac{(24) 0.59^3 \sqrt{(29000)(50)}}{10} = 534.18[kips] > 139[kips]$$

$\therefore$  No necesita atiesadores

Flexión local en el patín

$$\phi R_n = 6.25 t_{fc}^2 F_{yc} = (0.9) 6.25 (0.94^2) (50) = 248.51[kips] > 139[kips] \therefore \text{No necesita atiesadores}$$

Cortante en la zona de panel

$$\phi R_n = \phi(0.6 F_{yc}) d_c t_{wc} = (0.9) (0.6(50)) (14.5) (0.59) = 230.98[kips] > 139[kips]$$

$\therefore$  No necesita atiesadores

## 7.8.2 Conexiones de Momento con placas de patín conectadas al alma de la columna. (Tipo BCW)

De acuerdo con los elementos mecánicos de las uniones viga-columna conectadas al alma de la columna, se observa que los momentos y cortantes son muy similares al inicio y final de la viga, por lo cual a continuación se mostrará el diseño de dos conexiones tipo, utilizando los momentos y cortantes que se muestran a continuación.

- Conexión BCW4 y BCW6

$$M_u = -68.05 \text{ [kip - ft]} \qquad V_u = 19.49 \text{ [kip]}$$

- Conexión BCW1, BCW2, BCW3 y BCW5

$$M_u = -37.39 \text{ [kip - ft]} \qquad V_u = 10.65 \text{ [kip]}$$

### 7.8.2.1 Conexión de momento BCW1, BCW2, BCW3 y BCW5

#### 1. Datos

**Viga** W18 × 119 con  $F_y = 50 \text{ [ksi]}$  y  $F_u = 65 \text{ [ksi]}$

$$\begin{aligned} t_w &= 0.655 \text{ [in]} & t_f &= 1.06 \text{ [in]} & b_f &= 11.3 \text{ [in]} & S_x &= 231 \text{ [in}^3\text{]} \\ d &= 19 \text{ [in]} & I_x &= 2190 \text{ [in}^4\text{]} & k_1 &= 1.1875 \text{ [in]} \end{aligned}$$

**Columna** W14 × 120 con  $F_y = 50 \text{ [ksi]}$  y  $F_u = 65 \text{ [ksi]}$

$$\begin{aligned} t_w &= 0.59 \text{ [in]} & t_f &= 0.94 \text{ [in]} & A &= 35.3 \text{ [in}^2\text{]} \\ d &= 14.5 \text{ [in]} & k_{des} &= 1.54 \text{ [in]} \end{aligned}$$

Momento  $M_u = 37.39 \text{ [kip - ft]}$  ∪

Cortante  $V_u = 10.65 \text{ [kips]}$  ↑

Suponer 3 tornillos A325-X de  $\frac{3}{4} \text{ [in]}$  de diámetro, con paso,  $s$ , de 3 [in], distancias a los bordes,  $L_{ev} = L_{eh} = 1.5 \text{ [in]}$ , una holgura de viga de 0.5 [in] y una distancia  $a$ , de la línea de tornillos al borde de los patines de la columna de 3 [in]. Usar electrodos E70.

Longitud de la placa,  $L = (2 \times L_{ev}) + (n - 1) \times s = 2(1.5) + (3 - 1)3 = 9 \text{ [in]}$

Base de la placa  $b = a + L_{eh} = 3 + 1.5 = 4.5 \text{ [in]}$

Espesor de la placa, de acuerdo con la ecuación (6.3.10), interpolando el valor de  $k$  en la Tabla 6.2,  $k = 2.33$

$$t_{p \min} = \max \left[ \frac{9}{234} \sqrt{\frac{36}{2.33}}, \frac{1}{4} \text{ in} \right] = \max[0.15, 0.25] = 0.25 \text{ [in]}$$

Espesor máximo de la placa

$$t < \frac{d}{2} + \frac{1}{16} = + \frac{1}{16} = 0.437 \text{ [in]}; L_{eh} \geq 2d = 2\left(\frac{3}{4}\right) = 1.5 \text{ [in]}$$

∴ No se tiene que revisar el espesor máximo de la placa

Suponer una placa PL  $1/4 \times 4 \ 1/2 \times 9$ , de acero A36, con  $F_y = 36 \text{ [ksi]}$  y  $F_u = 58 \text{ [ksi]}$

## 2. Flexión a la rotura de la placa

$$Z_{net} \approx \frac{t_p}{4} \left[ L^2 - \frac{s^2 n(n^2 - 1) \left( d + \frac{1}{8} \right)}{L} \right] = \frac{1}{4} \left[ 9^2 - \frac{3^2 \times 3 \times (3^2 - 1) \times \left( \frac{3}{4} + \frac{1}{8} \right)}{9} \right] = 3.75 \text{ [in}^3\text{]}$$

$$e = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{14.7 - 0.59}{2} = 10.05 \text{ [in]}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi F_{up} Z_{net}}{e} = \frac{0.75 \times 58 \times 3.75}{10.05} = 16.22 \text{ [kips]}$$

$\phi M_n > V_u$  ∴ Es adecuada

## 3. Resistencia de diseño del grupo de tornillos cargados excéntricamente

Esfuerzo de diseño al corte,  $F_{nv}$ , de los tornillos a cortante de tornillos A325-N es 60 [ksi]

Resistencia al corte de un tornillo

$$\phi R_n = \phi F_n A_b N_s = 0.75 \times 60 \times 0.4417 \times 1 = 19.88 \text{ [kips]}$$

De la tabla 7-7 del Manual del AISC, se obtiene el valor del coeficiente para grupos de tornillos cargados excéntricamente  $C$ , entrando con  $n = 3$  tornillos,  $e = 10.05 \text{ [in]}$ ,  $s = 3 \text{ [in]}$ , para un ángulo de  $0^\circ$ .

$$C = 0.59$$

$$\phi R_n = C \phi R_n = 0.59 \times 19.88 = 11.72 \text{ [kips]}$$

$\phi M_n > V_u$  ∴ Es adecuada

Número de tornillos necesarios

$$n = \frac{V}{\phi R_n} = \frac{10.65}{11.72} = 0.9 \approx 1 \text{ tornillo}$$

El número de tornillos en la configuración extendida no está limitado, Así que la suposición realizada al inicio de 3 tornillos, es correcta.

## 4. Resistencia de diseño por aplastamiento del tornillo

Se supone una distancia al extremo vertical,  $L_{ev} = 1 \ 1/2 \text{ [in]}$ , y horizontal,  $L_{eh} = 1 \ 1/2 \text{ [in]}$ , mayor al mínimo requerido en Tabla 2.4 (Tabla J3.4 de las Especificaciones AISC), un paso  $s = 3 \text{ [in]}$ .

Siendo el espesor del alma de la viga mayor que el espesor de la placa de cortante, la resistencia al aplastamiento será regida por el espesor de la placa de cortante.

La distancia libre para un tornillo extremo es

$$L_{ce} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 1.5 - \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{16}}{2} = 1.09 \text{ [in]} < 2d$$



∴ Ríge el estado límite por desgarramiento

$$\phi R_n = 1.2\phi F_u L_{ce} t_p = 1.2 \times 0.75 \times 58 \times 1.09 \times 1/4 = 14.27 \text{ [kips]}$$

La distancia libre para un tornillo interno es

$$L_{ci} = s - d_h = 3 - (3/4 + 1/16) = 2.18 \text{ [in]} > 2d$$

∴ Ríge el estado límite por desgarramiento

$$\phi R_n = \phi(2.4F_u)dt = 0.75 \times 2.4 \times 58 \times 3/4 \times 1/4 = 19.57 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = 2(11.01) + 19.57 = 41.59 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V_u \therefore \text{Es adecuada}$$

##### 5. Diseño de la placa de cortante (PL 1/4 × 4 1/2 × 9)

$$A_g = 9 \times 1/4 = 2.25 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$A_n = (9 - 3(3/4 + 1/8)) \times 1/4 = 1.593 \text{ [in}^2\text{]}$$

###### a. Resistencia de diseño por fluencia a cortante de la placa

$$\phi R_n = 0.6\phi F_y A_g = 0.6 \times 1 \times 36 \times 2.25 = 48.6 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

###### b. Resistencia de diseño por ruptura a cortante de la placa

$$\phi R_n = 0.6\phi F_u A_n = 0.6 \times 0.75 \times 58 \times 1.593 = 41.50 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

###### c. Resistencia de diseño por bloque de cortante de la placa

Para la fractura por bloque de cortante en la placa se tiene:

$$A_{gt} = 1 \times 1/2 \times 1/4 = 0.375 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$A_{nt} = A_{gt} - (0.5) \times (3/4 + 1/8) \times 1/4 = 0.266 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$A_{gv} = (9 - 1 \times 1/2) \times 1/4 = 1.875 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (3 - 0.5)(3/4 + 1/8) \times 1/4 = 1.328 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$\phi F_u A_{nt} = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1.328 = 34.66 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1.328 = 34.66 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 0.75 \times 0.6 \times 36 \times 1.875 = 30.37 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = \phi \min(0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}, 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = \min(34.66 + 30.37 + \phi R_n = 41.87 \text{ [kips]})$$

$$\phi R_n = 41.87 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

## 6. Resistencia de diseño de la soldadura de filete

Tamaño mínimo de soldadura:

$$w_{min} = 5/8 t_p = 5/8 \times 1/4 = 5/32 [in]$$

$$D = 3 \text{ dieciseisavos}$$

De la tabla 8-4 del manual del AISC, para grupos de soldaduras cargados excéntricamente entrando con  $k = 0$  y  $a = 0$ ;  $C = 3.71$ . (Para electrodos E70, el valor de  $C_1 = 1$ )

$$\phi R_n = \phi C C_1 D l = 0.75 \times 3.71 \times 1 \times 3 \times 19 = 158.6 [kips]$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

## 7. Diseño de la placa del patín superior

De acuerdo a la ecuación (6.4.2) la resistencia requerida a la tensión es:

$$P_{ufp} = \frac{12M_u}{d_{fp}} = \frac{12 \times 37.39}{19} = 23.61 [kips]$$

El número de tornillos A325-X de  $3/4$  [in] de diámetro en cortante directo a utilizar son:

$$n = \frac{23.61}{19.88} = 1.1 \approx 2 \text{ tornillos}$$

Proporcionar 2 tornillos, una fila de tornillos de 1 tornillo cada una, con un gramil de  $5 \frac{1}{2}$  [in]. Considere  $L_{eh} = 2$  [in],  $L_{ev} = 2$  [in], una distancia longitudinal al extremo de la viga de 2.5 [in] y una holgura de viga de 0.5 [in]

### 7.1 Revisar la resistencia a flexión de la viga con agujeros

$$A_{fg} = b_f \times t_f = 11.3 \times 1.06 = 11.978 [in^2]$$

$$A_{fn} = A_{fg} - 2\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times 1.06 = 10.12 [in^2]$$

$$0.9F_y A_{fg} = 0.9 \times 50 \times 11.978 = 539 [kips]$$

$$0.75F_u A_{fn} = 0.75 \times 65 \times 10.12 = 493.50 [kips]$$

La relación de acuerdo con la ecuación (6.4.3) no se cumple, por lo tanto se calculará el área efectiva en el patín utilizando la ecuación (6.4.4).

$$A_{fe} = \frac{5 F_u}{6 F_y} A_{fn} = \frac{5}{6} \left(\frac{65}{50}\right) (10.12) = 10.97 [in^2]$$

El momento de inercia efectivo es:

$$I_{xe} = I_x - 2(A_{fg} - A_{fe})\bar{y}_f^2$$

$$I_{xe} = 2190 - 2(11.978 - 10.12) \left(\frac{19}{2} - \frac{1.06}{2}\right)^2 = 2027.24 [in^4]$$

El módulo de sección elástico efectivo es:

$$S_{xe} = \frac{2027.24}{\frac{19}{2}} = 213.39 [in^3]$$

La resistencia de diseño a flexión es:

$$\phi M = \phi S_{xe} F_y = 0.9 \times 213.39 \times 50 = 9602.72 \text{ [kip - in]}$$

$$\phi M = 800.23 \text{ [kip - ft]}$$

$$\phi M_n > M_u \therefore \text{Es adecuada}$$

### 7.2 Dimensiones de la placa

Longitud de la placa  $L = 2 + 2,5 + 0.5 = 5 \text{ [in]}$

Base de la placa  $b = 2(2) + 5.5 = 9.5 \text{ [in]}$

Probar con una placa  $PL \frac{1}{4} \times 9.5 \times 5$  de acero A36

### 7.3 Resistencia al aplastamiento de tornillos en la placa

Los tornillos son externos

$$L_{ce} = 2 - \frac{(\frac{3}{4} + \frac{1}{16})}{2} = 1.59 \text{ [in]} > 2d$$

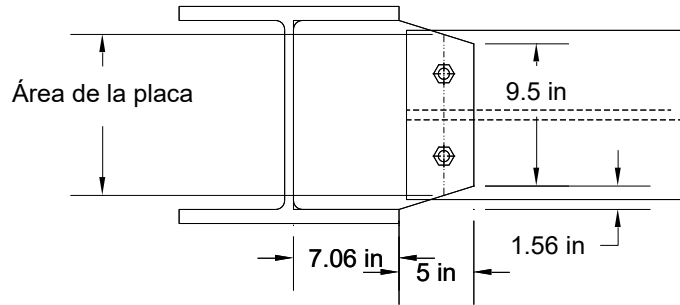
$\therefore$  Rige el estado límite por ovalamiento

$$\phi R_n = \phi(2.4F_u)dt = 0.75 \times 2.4 \times 58 \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{4} = 19.57 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = 2(19.57) = 39.15 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V_u \therefore \text{Es adecuada}$$

## 8. Revisión de la placa de patín



Área de la placa del patín superior,  $A_g = 10.75 \times 0.25 = 2.69 \text{ [in}^2\text{]}$

Área neta de la placa del patín,  $A_n = 2.69 - 2(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}) \times \frac{1}{4} = 2.25 \text{ [in}^2\text{]}$

Área neta efectiva,  $A_{ne} = \min(2.25, 0.85 \times 2.69) = 2.25 \text{ [in}^2\text{]}$

### 8.1 Fluencia por tensión de la placa de patín

$$\phi R_n = \phi F_y A_g = 0.9 \times 36 \times 2.69 = 87.1 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

### 8.2 Ruptura por tensión de la placa del patín

$$\phi R_n = \phi F_u A_{ne} = 0.75 \times 58 \times 2.25 = 97.9 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

### 8.3 Ruptura por bloque de cortante.

$$A_{gt} = \min(5.5, 10.75 - 5.5) \times 1/4 = 1.312 [in^2] \quad A_{nt} = A_{gt} - (1)(3/4 + 1/8) \times 1/4 = 1.093 [in^2]$$

$$A_{gv} = 2 \times 2 \times 1/4 = 1 [in^2] \quad A_{nv} = A_{gv} - 2(0.5)(3/4 + 1/8) \times 1/4 = 0.781 [in^2]$$

$$\phi F_u A_{nt} = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 0.781 = 20.39 [kips]$$

$$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 0.781 = 20.39 [kips]$$

$$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 0.75 \times 0.6 \times 36 \times 1 = 16.2 [kips]$$

$$\phi R_n = \phi \min(0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}, 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = \min(20.39 + 16.2 + \phi R_n = 63.75 [kips])$$

$$\phi R_n = 63.75 [kips]$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

### 9 Resistencia de la soldadura de la placa superior

La longitud de la soldadura en el lado de soporte es:

$$L_e = b_{cf} - 2k_1 = 14.7 - (2 \times 1.5) = 11.7 [in]$$

El espesor mínimo de las partes conectadas es el de la placa ( $t_p = 0.25 [in]$ ), se utilizará un tamaño de soldadura de  $1/8 [in]$

El espesor efectivo,  $t_w = w \times 0.707 = 0.0883 [in]$

Área de la soldadura,  $A_w = t_w \times L_e = 0.0883 \times 11.7 = 1.034 [in^2]$

La resistencia a la soldadura está dada por:

$$\phi R_n = 2\phi F_w A_w = 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 70 \times 1.34 = 65.15 [kips]$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

Usar soldaduras de filete de  $1/8 [in]$ , de  $11.7 [in]$  de largo.

### 10 Diseño de la placa de patín inferior

Revisar la resistencia de diseño a compresión de la placa de patín, suponiendo,  $K = 0.65$  y  $L = 2 [in]$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 2}{\frac{1/4}{\sqrt{12}}} = 18.01$$

De la tabla 4-22 "Resistencia crítica disponible para miembros a compresión" de las especificaciones del AISC se obtiene:

$$\phi F_{cr} = 21.2 [ksi]$$

La resistencia de diseño a compresión de la placa del patín inferior es:

$$P_{dc} = F_{dc}A = 0.9 \times 21.2 \times 10.75 \times \frac{1}{4} = 51.26 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

La placa de patín en compresión será idéntica a la placa de patín en tensión, con 2 tornillos en 2 filas con 1 tornillo cada una, con un gramil de  $5 \frac{1}{2}$  [in] y dos soldaduras de filete E70 de  $\frac{1}{8}$  [in] con 11.7 [in] de largo al patín de la columna de soporte. Se utilizarán dos soldaduras a los patines de la columna de  $\frac{3}{16}$  [in] con electrodos E70 y 7.06 [in] de largo.

### 7.8.2.2 Conexión de momento BCW4 y BCW6

#### 1. Datos

**Viga**  $W18 \times 119$  con  $F_y = 50$  [ksi] y  $F_u = 65$  [ksi]

$$\begin{aligned} t_w &= 0.655 \text{ [in]} & t_f &= 1.06 \text{ [in]} & b_f &= 11.3 \text{ [in]} & S_x &= 231 \text{ [in}^3\text{]} \\ d &= 19 \text{ [in]} & I_x &= 2190 \text{ [in}^4\text{]} & k_1 &= 1.1875 \text{ [in]} \end{aligned}$$

**Columna**  $W14 \times 120$  con  $F_y = 50$  [ksi] y  $F_u = 65$  [ksi]

$$\begin{aligned} t_w &= 0.59 \text{ [in]} & t_f &= 0.94 \text{ [in]} & A &= 35.3 \text{ [in}^2\text{]} \\ d &= 14.5 \text{ [in]} & k_{des} &= 1.54 \text{ [in]} \end{aligned}$$

Momento  $M_u = 68.05$  [kip - ft]  $\cup$

Cortante  $V_u = 19.49$  [kips]  $\uparrow$

Suponer 4 tornillos A325-X de  $\frac{3}{4}$  [in] de diámetro, con paso,  $s$ , de 3 [in], distancias a los bordes,  $L_{ev} = L_{eh} = 1.5$  [in], una holgura de viga de 0.5 [in] y una distancia  $a$ , de la línea de tornillos al borde de los patines de la columna de 3 [in]. Usar electrodos E70.

Longitud de la placa,  $L = (2 \times L_{ev}) + (n - 1) \times s = 2(1.5) + (4 - 1)3 = 12$  [in]

Base de la placa  $b = a + L_{eh} = 3 + 1.5 = 4.5$  [in]

Espesor de la placa, de acuerdo con la ecuación (6.3.10), interpolando el valor de  $k$  en la Tabla 6.2,  $k = 2.33$

$$t_{p \min} = \max \left[ \frac{9}{234} \sqrt{\frac{36}{2.33}}, \frac{1}{4} \text{ in} \right] = \max[0.15, 0.25] = 0.25 \text{ [in]}$$

Espesor máximo de la placa

$$t < \frac{d}{2} + \frac{1}{16} = \frac{1}{16} = 0.437 \text{ [in]} ; L_{eh} \geq 2d = 2\left(\frac{3}{4}\right) = 1.5 \text{ [in]}$$

$\therefore$  No se tiene que revisar el espesor máximo de la placa

Suponer una placa PL  $\frac{1}{4} \times 4 \frac{1}{2} \times 9$ , de acero A36, con  $F_y = 36$  [ksi] y  $F_u = 58$  [ksi]

#### 2. Flexión a la rotura de la placa

$$Z_{net} \approx \frac{t_p}{4} \left[ L^2 - \frac{s^2 n(n^2 - 1) \left( d + \frac{1}{8} \right)}{L} \right] = \frac{1}{4} \left[ 9^2 - \frac{3^2 \times 4 \times (4^2 - 1) \times \left( \frac{3}{4} + \frac{1}{8} \right)}{12} \right] = 6.54 \text{ [in}^3\text{]}$$

$$e = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{14.7 - 0.59}{2} = 10.05 \text{ [in]}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi F_{up} Z_{net}}{e} = \frac{0.75 \times 58 \times 6.54}{10.05} = 28.29 \text{ [kips]}$$

$\phi M_n > V_u \therefore$  Es adecuada

### 3. Resistencia de diseño del grupo de tornillos cargados excéntricamente

Esfuerzo de diseño al corte,  $F_{nv}$ , de los tornillos a cortante de tornillos A325-N es 60 [ksi]

Resistencia al corte de un tornillo

$$\phi R_n = \phi F_n A_b N_s = 0.75 \times 60 \times 0.4417 \times 1 = 19.88 \text{ [kips]}$$

De la tabla 7-7 del Manual del AISC, se obtiene el valor del coeficiente para grupos de tornillos cargados excéntricamente  $C$ , entrando con  $n = 4$  tornillos,  $e = 10.05$  [in],  $s = 3$  [in], para un ángulo de  $0^\circ$ .

$$C = 1.09$$

$$\phi R_n = C \phi R_n = 1.09 \times 19.88 = 21.67 \text{ [kips]}$$

$$\phi M_n > V_u \therefore \text{Es adecuada}$$

Número de tornillos necesarios

$$n = \frac{V}{\phi R_n} = \frac{19.49}{21.67} = 0.89 \approx 1 \text{ tornillo}$$

El número de tornillos en la configuración extendida no está limitado, Así que la suposición realizada al inicio de 3 tornillos, es correcta.

### 4. Resistencia de diseño por aplastamiento del tornillo

Se supone una distancia al extremo vertical,  $L_{ev} = 1 \frac{1}{2}$  [in], y horizontal,  $L_{eh} = 1 \frac{1}{2}$  [in], mayor al mínimo requerido en Tabla 2.4 (J3.4 Especificaciones AISC), un paso  $s = 3$  [in].

Siendo el espesor del alma de la viga mayor que el espesor de la placa de cortante, la resistencia al aplastamiento será regida por el espesor de la placa de cortante.

La distancia libre para un tornillo extremo es

$$L_{ce} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 1.5 - \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{16}}{2} = 1.09 \text{ [in]} < 2d$$

$\therefore$  Ríge el estado límite por desgarramiento

$$\phi R_n = 1.2 \phi F_u L_{ce} t_p = 1.2 \times 0.75 \times 58 \times 1.09 \times \frac{1}{4} = 14.27 \text{ [kips]}$$

La distancia libre para un tornillo interno es

$$L_{ci} = s - d_h = 3 - \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{16}\right) = 2.18 \text{ [in]} > 2d$$

$\therefore$  Ríge el estado límite por desgarramiento

$$\phi R_n = \phi(2.4 F_u) dt = 0.75 \times 2.4 \times 58 \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{4} = 19.57 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = 2(11.01) + 2(19.57) = 67.6 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V_u \therefore \text{Es adecuada}$$

### 5. Diseño de la placa de cortante ( $PL \frac{1}{4} \times 4 \frac{1}{2} \times 12$ )

$$A_g = 12 \times \frac{1}{4} = 3 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$A_n = \left(12 - 3\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right)\right) \times \frac{1}{4} = 2.125 \text{ [in}^2\text{]}$$

#### a. Resistencia de diseño por fluencia a cortante de la placa

$$\phi R_n = 0.6\phi F_y A_g = 0.6 \times 1 \times 36 \times 3 = 64.8 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

**b. Resistencia de diseño por ruptura a cortante de la placa**

$$\phi R_n = 0.6\phi F_u A_n = 0.6 \times 0.75 \times 58 \times 2.125 = 55.46 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

**c. Resistencia de diseño por bloque de cortante de la placa**

Para la fractura por bloque de cortante en la placa se tiene:

$$A_{gt} = 1 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} = 0.375 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$A_{nt} = A_{gt} - (0.5) \times \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{1}{4} \\ = 0.266 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$A_{gv} = \left(12 - 1 \frac{1}{2}\right) \times \frac{1}{4} = 2.625 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (4 - 0.5) \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{1}{4} \\ = 1.859 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$\phi F_u A_{nt} = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1.859 = 48.53 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1.859 = 48.53 \text{ [kips]}$$

$$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 0.75 \times 0.6 \times 36 \times 2.625 = 42.52 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n = \phi \min(0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}, 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = \min(48.53 + 42.52 + \phi R_n = 54.07 \text{ [kips]})$$

$$\phi R_n = 54.07 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

**6. Resistencia de diseño de la soldadura de filete**

Tamaño mínimo de soldadura:

$$w_{min} = \frac{5}{8} t_p = \frac{5}{8} \times \frac{1}{4} = \frac{5}{32} \text{ [in]}$$

$$D = 3 \text{ dieciseisavos}$$

De la tabla 8-4 del manual del AISC, para grupos de soldaduras cargados excéntricamente entrando con  $k = 0$  y  $a = 0$ ;  $C = 3.71$ . (Para electrodos E70, el valor de  $C_1 = 1$ )

$$\phi R_n = \phi C C_1 D l = 0.75 \times 3.71 \times 1 \times 3 \times 19 = 158.6 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > V \therefore \text{Es adecuada}$$

**7. Diseño de la placa del patín superior**

De acuerdo a la ecuación (6.4.2) la resistencia requerida a la tensión es:

$$P_{ufp} = \frac{12 M_u}{d_{fp}} = \frac{12 \times 68.05}{19} = 42.97 \text{ [kips]}$$

El número de tornillos A325-X de  $\frac{3}{4}$  [in] de diámetro en cortante directo a utilizar son:

$$n = \frac{42.97}{19.88} = 2.16 \approx 3 \text{ tornillos}$$



Proporcionar 4 tornillos, una fila de tornillos de 2 tornillo cada una, con un gramil de  $5\frac{1}{2}$  [in]. Considere  $L_{eh} = 2$  [in],  $L_{ev} = 2$  [in], una distancia longitudinal al extremo de la viga de 2.5 [in] y una holgura de viga de 0.5 [in]

#### 7.4 Revisar la resistencia a flexión de la viga con agujeros

$$A_{fg} = b_f \times t_f = 11.3 \times 1.06 = 11.978 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$A_{fn} = A_{fg} - 2\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times 1.06 = 10.12 \text{ [in}^2\text{]}$$

$$0.9F_y A_{fg} = 0.9 \times 50 \times 11.978 = 539 \text{ [kips]}$$

$$0.75F_u A_{fn} = 0.75 \times 65 \times 10.12 = 493.50 \text{ [kips]}$$

La relación de acuerdo con la ecuación (6.4.3) no se cumple, por lo tanto se calculará el área efectiva en el patín utilizando la ecuación (6.4.4).

$$A_{fe} = \frac{5F_u}{6F_y} A_{fn} = \frac{5}{6} \left(\frac{65}{50}\right) (10.12) = 10.97 \text{ [in}^2\text{]}$$

El momento de inercia efectivo es:

$$I_{xe} = I_x - 2(A_{fg} - A_{fe})\overline{y}_f^2$$

$$I_{xe} = 2190 - 2(11.978 - 10.12) \left(\frac{19}{2} - \frac{1.06}{2}\right)^2 = 2027.24 \text{ [in}^4\text{]}$$

El módulo de sección elástico efectivo es:

$$S_{xe} = \frac{2027.24}{\frac{19}{2}} = 213.39 \text{ [in}^3\text{]}$$

La resistencia de diseño a flexión es:

$$\phi M = \phi S_{xe} F_y = 0.9 \times 213.39 \times 50 = 9602.72 \text{ [kip - in]}$$

$$\phi M = 800.23 \text{ [kip - ft]}$$

$$\phi M_n > M_u \therefore \text{Es adecuada}$$

#### 7.5 Dimensiones de la placa

Longitud de la placa  $L = 2 + 2.5 + 0.5 = 5$  [in]

Base de la placa  $b = 2(2) + 1 = 5$  [in]

Probar con una placa PL  $\frac{1}{4} \times 9.5 \times 5$  de acero A36

#### 7.6 Resistencia al aplastamiento de tornillos en la placa

La distancia libre para un tornillo extremo es

$$L_{ce} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 2 - \frac{\frac{3}{4} + \frac{1}{16}}{2} = 1.59 \text{ [in]} > 2d$$

$\therefore$  Ríge el estado límite por desgarramiento

$$\phi R_n = \phi(2.4F_u)dt = 0.75 \times 2.4 \times 58 \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{4} = 19.57 \text{ [kips]}$$

La distancia libre para un tornillo interno es

$$L_{ci} = s - d_h = 3 - \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{16}\right) = 2.18[in] > 2d$$

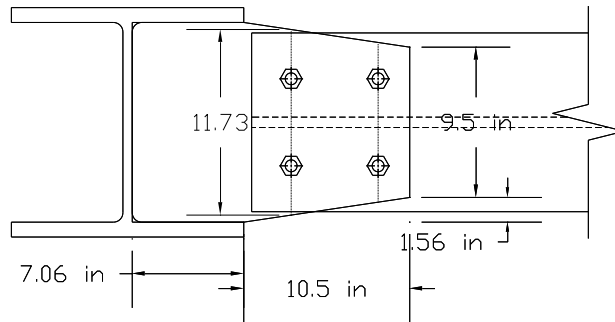
∴ Ríge el estado límite por desgarramiento

$$\phi R_n = \phi(2.4F_u)dt = 0.75 \times 2.4 \times 58 \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{4} = 19.57[kips]$$

$$\phi R_n = 4(19.57) = 78.28 [kips]$$

$\phi R_n > V_u$  ∴ Es adecuada

### 8. Revisión de la placa de patín



Área de la placa del patín superior,  $A_g = 11.73 \times 0.25 = 2.93[in^2]$

Área neta de la placa del patín,  $A_n = 2.93 - 2\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{1}{4} = 2.49 [in^2]$

Área neta efectiva,  $A_{ne} = \min(2.49, 0.85 \times 2.93) = 2.49 [in^2]$

#### 10.1 Fluencia por tensión de la placa de patín

$$\phi R_n = \phi F_y A_g = 0.9 \times 36 \times 2.93 = 95 [kips]$$

$\phi R_n > P_{ufp}$  ∴ Es adecuada

#### 10.2 Ruptura por tensión de la placa del patín

$$\phi R_n = \phi F_u A_{ne} = 0.75 \times 58 \times 2.49 = 108.41 [kips]$$

$\phi R_n > P_{ufp}$  ∴ Es adecuada

#### 10.3 Ruptura por bloque de cortante.

$$A_{gt} = \min(5.5, 11.73 - 5.5) \times \frac{1}{4} = 1.375[in^2] \quad A_{nt} = A_{gt} - (1)\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{1}{4} = 1.156 [in^2]$$

$$A_{gv} = 2(2 + 5.5) \times \frac{1}{4} = 3.75 [in^2] \quad A_{nv} = A_{gv} - 2(1.5)\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right) \times \frac{1}{4} = 3.094 [in^2]$$

$$\phi F_u A_{nt} = \phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 3.094 = 80.74 [kips]$$

$$\phi 0.6 F_u A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 3.094 = 80.74 [kips]$$

$$\phi 0.6 F_y A_{gv} = 0.75 \times 0.6 \times 36 \times 3.75 = 60.75 [kips]$$

$$\phi R_n = \phi \min(0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}, 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt})$$

$$\phi R_n = \min(80.74 + \phi R_n) = [kips]$$

$$\phi R_n = [kips]$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

### 11 Resistencia de la soldadura de la placa superior

La longitud de la soldadura en el lado de soporte es:

$$L_e = b_{cf} - 2k_1 = 14.7 - (2 \times 1.5) = 11.7 \text{ [in]}$$

El espesor mínimo de las partes conectadas es el de la placa ( $t_p = 0.25 \text{ [in]}$ ), se utilizará un tamaño de soldadura de  $1/8 \text{ [in]}$

El espesor efectivo,  $t_w = w \times 0.707 = 0.0883 \text{ [in]}$

Área de la soldadura,  $A_w = t_w \times L_e = 0.0883 \times 11.7 = 1.034 \text{ [in}^2\text{]}$

La resistencia a la soldadura está dada por:

$$\phi R_n = 2\phi F_w A_w = 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 70 \times 1.34 = 65.15 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

Usar soldaduras de filete de  $1/8 \text{ [in]}$ , de  $11.7 \text{ [in]}$  de largo.

### 12 Diseño de la placa de patín inferior

Revisar la resistencia de diseño a compresión de la placa de patín, suponiendo,  $K = 0.65$  y  $L = 2 \text{ [in]}$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 2}{\frac{1/4}{\sqrt{12}}} = 18.01$$

De la tabla 4-22 "Resistencia crítica disponible para miembros a compresión" de las especificaciones del AISC se obtiene:

$$\phi F_{cr} = 21.2 \text{ [ksi]}$$

La resistencia de diseño a compresión de la placa del patín inferior es:

$$P_{dc} = F_{dc} A = 0.9 \times 21.2 \times 11.73 \times 1/4 = 51.26 \text{ [kips]}$$

$$\phi R_n > P_{ufp} \therefore \text{Es adecuada}$$

La placa de patín en compresión será idéntica a la placa de patín en tensión, con 4 tornillos en 2 filas con 2 tornillo cada una, con un gramil de  $5 \frac{1}{2} \text{ [in]}$  y dos soldaduras de filete E70 de  $1/8 \text{ [in]}$  con  $11.7 \text{ [in]}$  de largo al patín de la columna de soporte. Se utilizarán dos soldaduras a los patines de la columna de  $3/16 \text{ [in]}$  con electrodos E70 y  $7.06 \text{ [in]}$  de largo.

## 8 Conclusiones

El diseño de conexiones para marcos en estructuras de acero es un tema que requiere de un alto grado de conocimientos por parte del diseñador. La poca información que se pudo presentar en este documento, ha servido para apreciar lo complejo del tema y lo poco estudiando que éste se encuentra, en especial las conexiones que van de la trabe al alma de la columna, ya que su estudio ha sido completamente marginado de los manuales y especificaciones del AISC, siendo la institución más importante para el diseño de construcciones con acero.

Se encontró que no existen fórmulas que determinen la respuesta que se tiene por parte de la columna en una conexión de viga al alma de la columna. Esto hace pensar que hay aspectos de las conexiones que no han sido del todo estudiados. Aún se desconoce por nuestra cuenta, la manera en que esta clase de análisis se lleva a cabo en la realidad. Pero se cree que esto sólo contribuye a la generación de una incertidumbre más dentro de la miles que ya existen en el diseño, análisis y erección de un edificio.

Este trabajo dio la oportunidad de conocer softwares especializados en el diseño y análisis de conexiones, y en general de estructuras metálicas o de concreto. Los softwares han dejado claro que suelen ser completamente difíciles de entender y que utilizan parámetros que han sido autodeterminados para el funcionamiento individual de cada programa, perdiendo su universalidad y su relación con los cálculos clásicos que solían realizarse en tiempos anteriores.

Una advertencia o recomendación para el lector que no tenga experiencia con esta clase de softwares, es que fortalezcan sus conocimientos básicos y especializados, para que sean capaces de vislumbrar el funcionamiento de estos programas, y así facilitar el entendimiento de los resultados. Como se mencionó anteriormente, la carencia de información documentada sobre algunas conexiones, sumada con el auge de los programas especializados nos hace creer que el vacío existente de esta información, se debe a la nula curiosidad por parte de los ingenieros diseñadores para comprender los procesos de revisión y diseño que utilizan esta clase de programas, que pueden estar incorrectos.

Durante la realización de la mayoría de los cálculos, se reafirmó lo importante que son algunos de los conceptos básicos revisados en asignaturas como Proyecto de Estructuras Metálicas. Cuando se revisan estos conceptos en clase, como estudiante, es difícil magnificar lo útil que resultan en la revisión de una estructura real. Lamentablemente, en gran parte de la licenciatura, los alumnos son bombardeados de fórmulas, ecuaciones y teorías, que muchas veces tienen nada que ver con la ingeniería real.

Los procesos de diseño definidos en los capítulos 2 y 3, tienen una nula variación respecto a los empleados por los softwares, debido a la propia simplicidad de los procesos, que no dejan espacio a la ambigüedad. Los utilizados en el capítulo 4 y 5 tienen su fundamento en la mecánica clásica, de una manera más matemática y sus aplicaciones comunes pueden encontrarse en diferentes Tablas de diseño dentro del Manual del AISC. Para el capítulo 6 se hace una separación entre las conexiones de cortante y las de momento. Para el diseño de las conexiones a cortante existen tablas que ayudan a simplificar el diseño de dicha conexión, aunque creemos que no son necesarias. En las conexiones de momento, los procesos de diseño suelen ser confusos y pueden prestarse a diferentes interpretaciones, contienen variables que resultan difíciles de conocer su origen, además que no existen tablas de diseño.

Los procesos de diseño que se revisaron en este trabajo, y que han sido mostrados cautelosamente, respetando cada uno de los principios que los componen, son muy similares a los utilizados por los programas de diseño. Aunque realizar una comparación no formó parte de los objetivos, se observó que los resultados presentados son muy similares a los calculados por los programas de diseño, como RAM Connection y Etabs 2015. Esto deja ver que aún se pueden diseñar conexiones en marcos de estructuras de acero, con sólo utilizar los manuales y especificaciones del AISC y LRFD.

Por lo tanto, se pueda decir con toda claridad que los softwares de diseño estructural están sobrevalorados por la industria, que ha hecho creer que son la panacea. Por mucho que se insista en aprender algún software, sin descartar la utilidad que puedan llegar a tener, se considera pertinente que el ingeniero conozca de manera simple la teoría elemental del diseño de miembros estructurales.

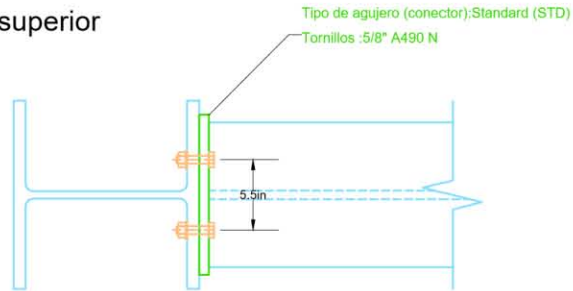
Después del uso de los programas anteriormente mencionados, se notó que Etabs 2015 tiene muchas limitantes respecto al diseño de conexiones en comparación con RAM Connection, éste se vuelve más específico respecto al diseño y análisis de la conexión, utilizando una interfaz muy intuitiva.

## **Anexo A**

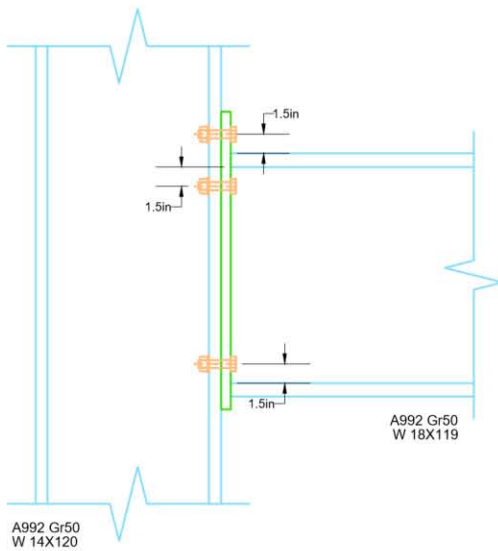
En el presente Anexo, se integrarán los planos de las conexiones de viga al patín de la columna (BCF) y viga al alma de la columna (BCW), diseñadas en el capítulo 7 para el edificio mostrado.

El anexo consta de 4 conexiones BCF de placa extendida, 2 de cortante (placa simple) y 2 de placas atornilladas al patín de la viga soldadas al alma de la columna

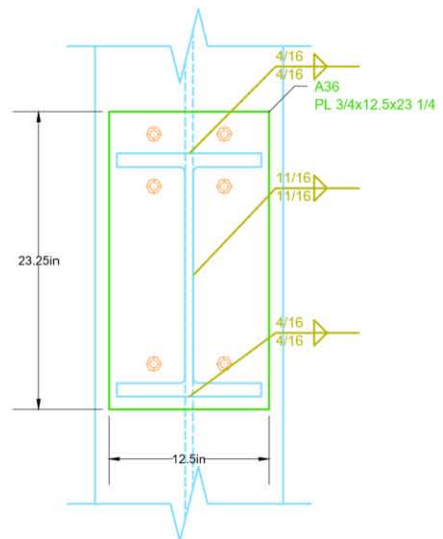
Vista superior



Vista lateral



Vista frontal



Proyecto:

Tesis: Conexiones en marcos para estructuras de acero (Cap. 7)

Autor: Miguel Angel Corona  
Mario Takeshi Endo

Plano: BCF1

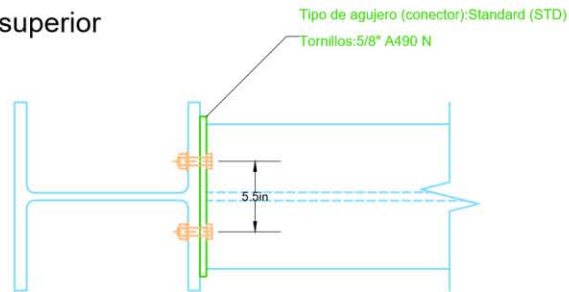
Nº: 01

Escala: 1:15

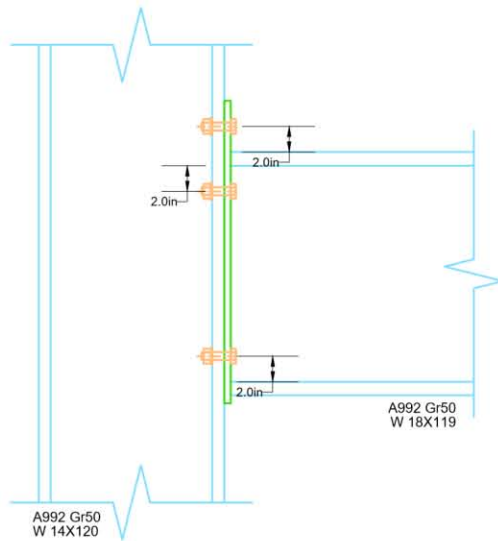
Escala grafica:



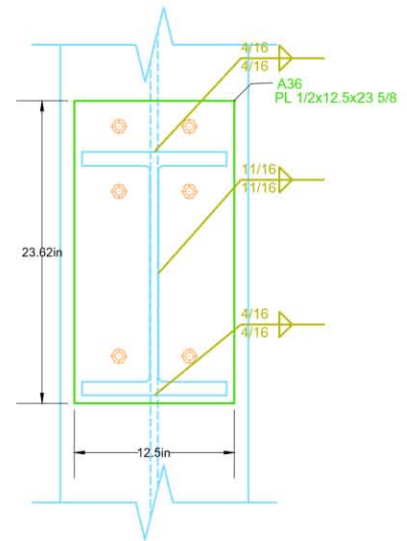
Vista superior



Vista lateral



Vista frontal



Proyecto:

Tesis: Conexiones en marcos para estructuras de acero (Cap. 7)

Autor: Miguel Angel Corona  
Mario Takeshi Endo

Plano: BCF2 y BCF3

N°: 02

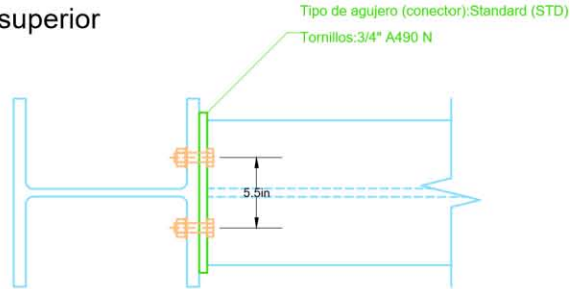
Escala: 1:15

Escala grafica:

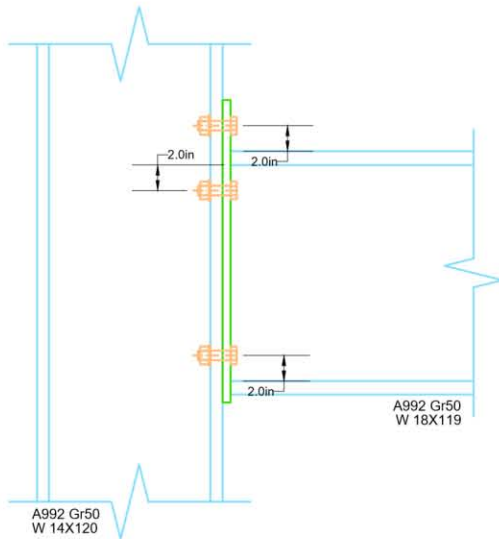




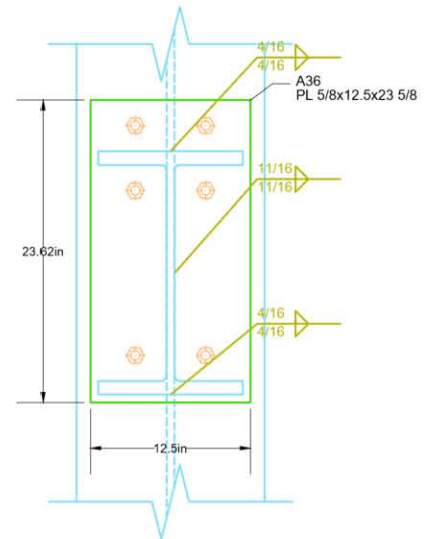
Vista superior



Vista lateral



Vista frontal



Proyecto:

Tesis: Conexiones en marcos para estructuras de acero (Cap. 7)

Autor: Miguel Angel Corona  
Mario Takeshi Endo

Plano:

BCF4

N°:

03

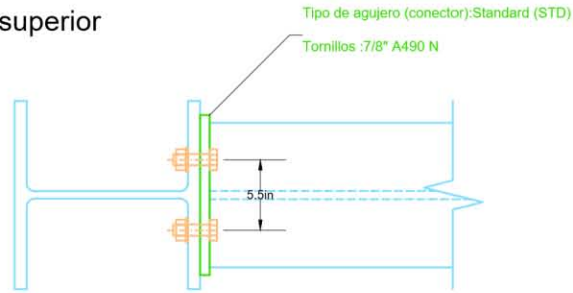
Escala:

1:15

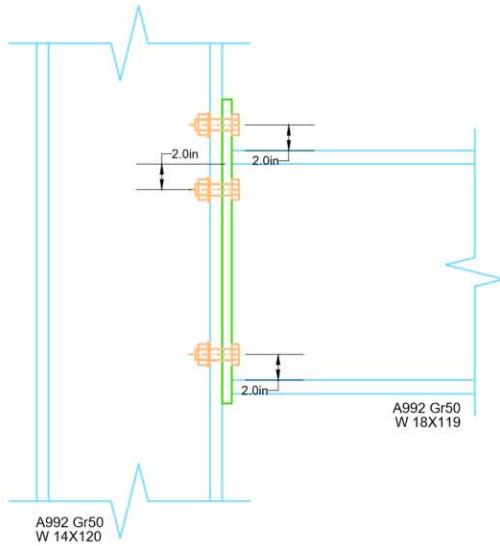
Escala grafica:



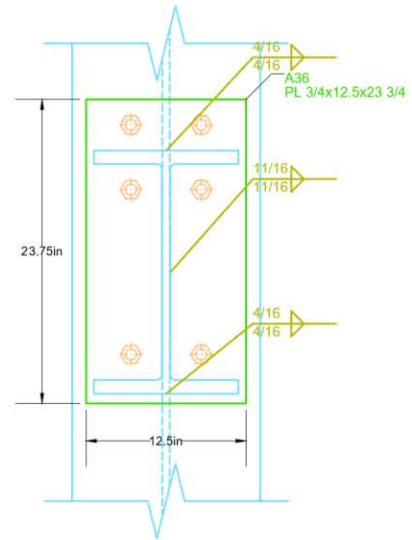
Vista superior



Vista lateral



Vista frontal



Proyecto:

Tesis: Conexiones en marcos para estructuras de acero (Cap. 7)

Autor: Miguel Angel Corona  
Mario Takeshi Endo

Plano: BCF5 y BCF6

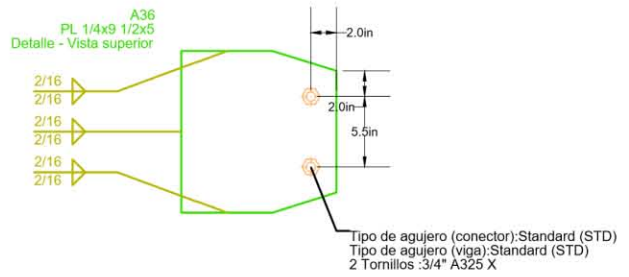
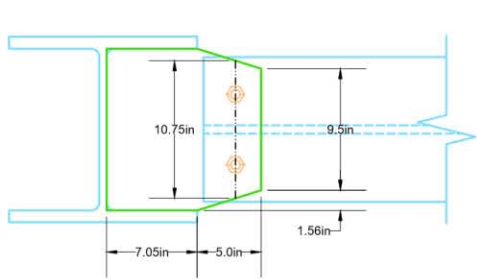
Nº: 04

Escala: 1:15

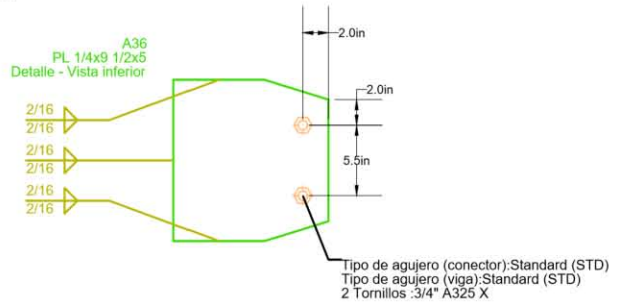
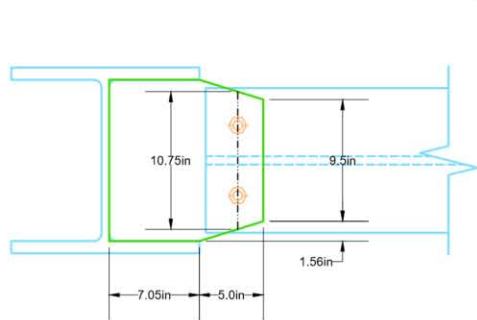
Escala grafica:



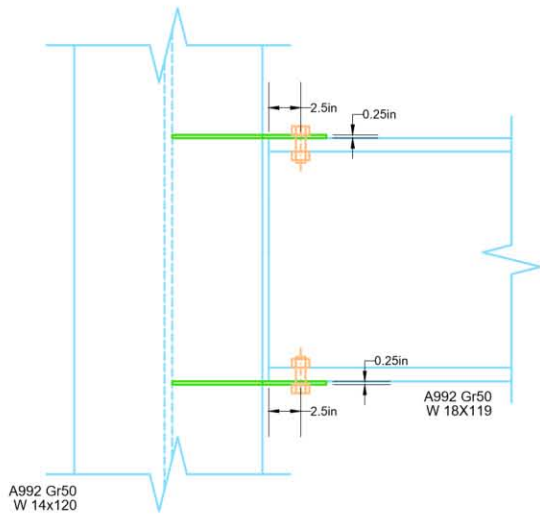
### Vista superior



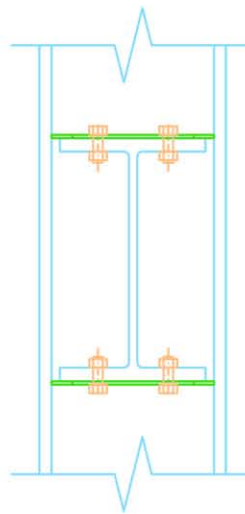
### Vista inferior



### Vista lateral



### Vista frontal



Proyecto:

Tesis: Conexiones en marcos para estructuras de acero (Cap. 7)

Autor: Miguel Angel Corona  
Mario Takeshi Endo

Plano: BCW1, BCW2, BCW3 y BCW5

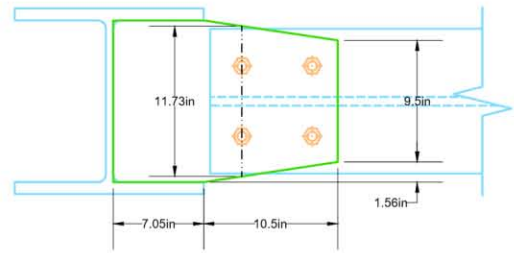
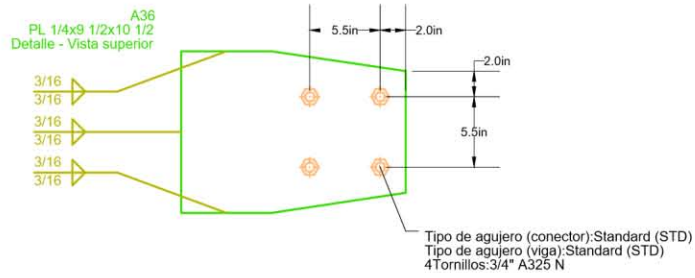
N°: 05

Escala: 1:15

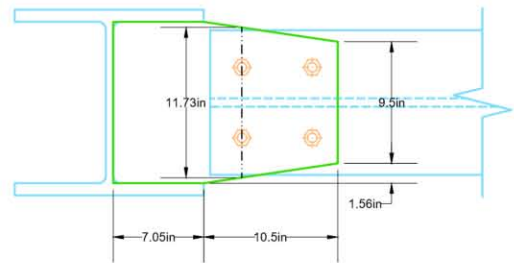
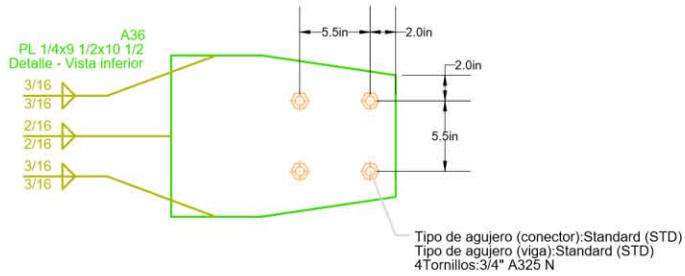
Escala grafica:



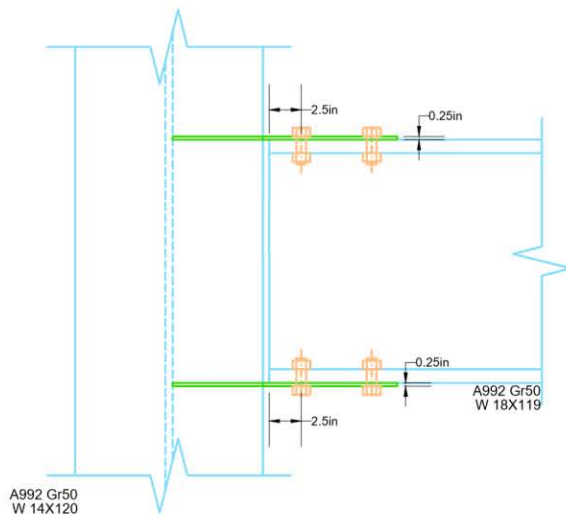
### Vista superior



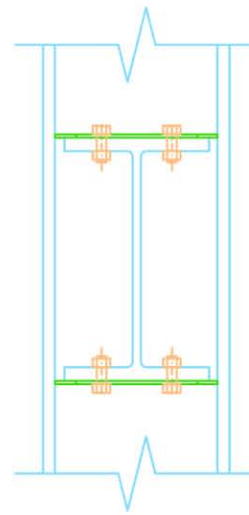
### Vista inferior



### Vista lateral



### Vista frontal



Proyecto:

Tesis: Conexiones en marcos para estructuras de acero (Cap. 7)

Autor: Miguel Angel Corona  
Mario Takeshi Endo

Plano: BCW4 y BCW6

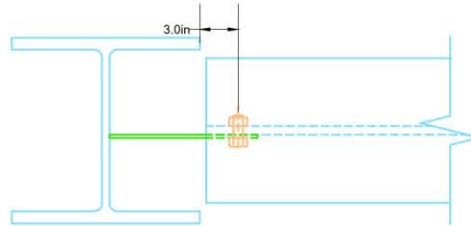
Nº: 06

Escala: 1:15

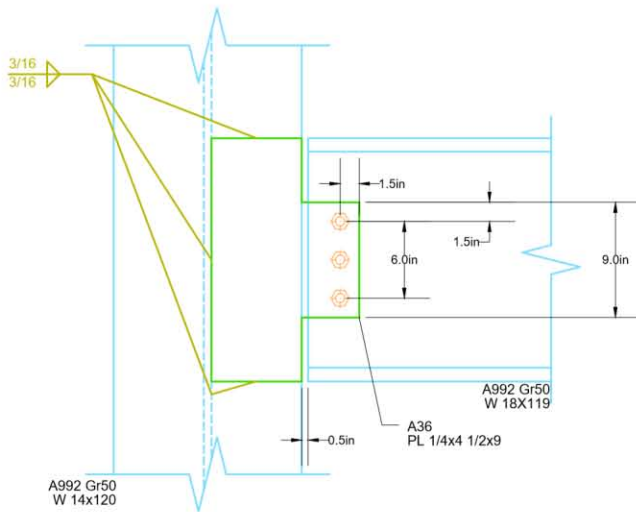
Escala grafica:



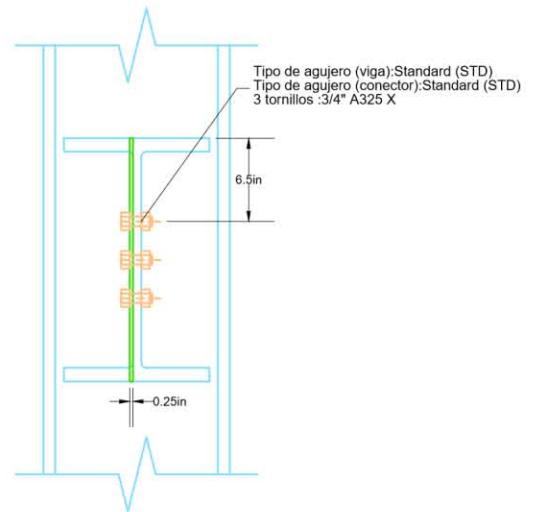
Vista superior



Vista lateral



Vista frontal



Proyecto:

Tesis: Conexiones en marcos para estructuras de acero (Cap. 7)

Autor: Miguel Angel Corona  
Mario Takeshi Endo

Plano:  
Placa de Cortante BCW1, BCW2, BCW3 y BCW5

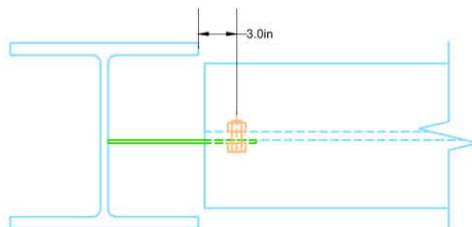
N°:  
07

Escala:  
1:15

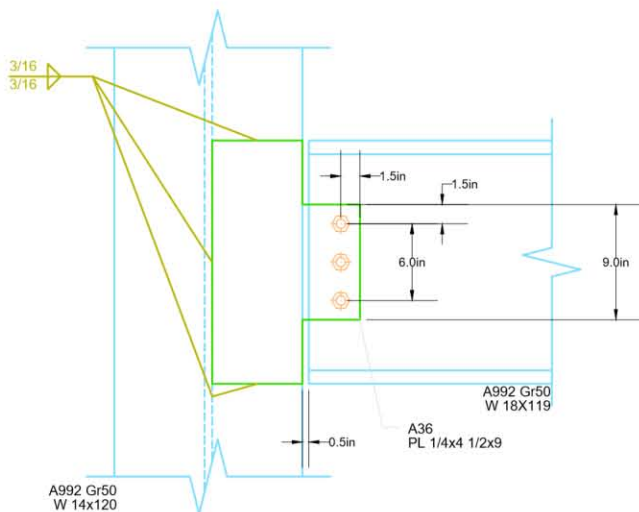
Escala grafica:



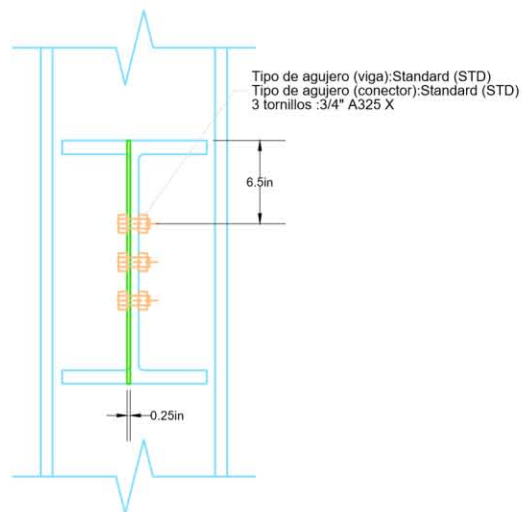
Vista superior



Vista lateral



Vista frontal



Proyecto:

Tesis: Conexiones en marcos para estructuras de acero (Cap. 7)

Autor: Miguel Angel Corona  
Mario Takeshi Endo

Plano: Placa de Cortante BCW4 y BCW6

N°: 08

Escala: 1:15

Escala grafica:



---

## Anexo B

### Capítulo 1

- $\lambda_i$  = Factor de carga.  
 $Q_i$  = Trabajo o carga de servicio.  
 $\phi$  = Factor de reducción.  
= 0.90 para estados limite que involucren fluencia.  
= 0.70 para estados limite que involucren ruptura.  
 $R_n$  = Resistencia nominal del miembro.  
 $D$  = Cargas muertas de servicio  
 $L$  = Carga viva sobre el piso de servicio  
 $L_r$  = Carga viva de servicio sobre el techo  
 $S$  = Carga por nieve  
 $R$  = Carga por lluvia  
 $W$  = Carga por viento  
 $E$  = Carga por sismo  
 $Q_i$  = Trabajo o carga de servicio  
 $\Omega$  = Factor de seguridad  
= 1.67 para estados limite que involucren fluencia  
= 2.00 para estados limite que involucren ruptura  
=  $\frac{1.5}{\Omega}$   
 $R_n$  = Resistencia nominal del miembro

### Capítulo 2

- $R_n$  = Resistencia nominal a tensión o corte, [kips].  
 $F_n$  = Esfuerzo de tensión nominal,  $F_{nt}$ , o esfuerzo de cortante nominal,  $F_{nv}$ , según la Tabla 2.3 (Tabla J3.2 de las especificaciones del AISC), en [Ksi].  
 $A_b$  = Área nominal del tornillo en [ $in^2$ ].  
 $N_s$  = Número de planos de corte.  
 $R_n$  = Resistencia nominal a cortante y tensión combinados, [kips].  
 $F'_{nt}$  = Esfuerzo de tensión nominal modificado para incluir los efectos del esfuerzo cortante, [Ksi]  
 $F_{nt}$  = Esfuerzo de tensión nominal de la Tabla 2.3, (Tabla J3.2 de las Especificaciones AISC), [ksi]  
 $F_{nv}$  = Esfuerzo de corte nominal de la Tabla 2.3, (Tabla J3.2 de las Especificaciones AISC), [ksi]  
 $f_v$  = Esfuerzo requerido de corte, [ksi]  
 $R_n$  = Resistencia nominal al deslizamiento, [kips].  
 $\mu$  = Coeficiente de deslizamiento para superficies Clase A o Clase B, como sea aplicable o como haya sido establecido por pruebas.  
= 0.35 para superficies Clase A (superficies de acero sin pintar y sin rebabas de fabricación o superficies de acero limpiadas con chorro de arena con recubrimientos Clase A).  
= 0.50 para superficies Clase B (superficies de acero sin pintar limpiadas con chorro de arena o superficie de acero limpiadas con chorro de arena con recubrimientos Clase B).  
 $D_u$  = 1.13, multiplicador que refleja el radio entre la pretensión media del tornillo instalado y la pretensión mínima especificada del tornillo, el uso de otros valores queda a criterio del ingeniero estructurista.  
 $h_{sc}$  = Factor del agujero, determinado de la siguiente manera:  
(a) Para agujeros de tamaño estándar  $h_{sc} = 1.00$   
(b) Para agujeros sobredimensionados y de ranura corta  $h_{sc} = 0.85$   
(c) Para agujeros con ranuras largas  $h_{sc} = 0.70$   
 $T_b$  = Pretensión mínima del sujetador dada en la Tabla 2.6 (.Tabla J3.1 de las Especificaciones del AISC), en [ksi].  
 $N_s$  = Número de planos de deslizamiento.
-

---

$N_b$	=	Número de tornillos soportando la tensión aplicada.
$T_a$	=	Fuerza de tensión de servicio debido a la combinación de cargas ASD, [ksi].
$T_b$	=	Mínima tensión del sujetador dado en la Tabla 2.6(Tabla J3.1 de las Especificaciones AISC), [ksi].
$T_u$	=	Fuerza de tensión última debido a la combinación de cargas LRFD, [ksi].
$R_n$	=	Resistencia nominal al aplastamiento de la placa conectada, [kips].
$L_{ce}$	=	Distancia libre entre bordes, [in].
$\tau_u$	=	Esfuerzo por fractura por cortante = $0.6F_u$ , [ksi].
$t$	=	Espesor de la placa, [in].

### Capítulo 3

$w_{min}$	=	Tamaño mínimo de soldadura, [in].
$w_{max}$	=	Tamaño máximo de soldadura, [in]
$t_p$	=	Espesor de placa. [in].
$t_e$	=	Espesor efectivo de soldadura. [in].
$L_w$	=	Longitud efectiva de una soldadura de filete, [in].
$L_g$	=	Longitud total de una soldadura de filete [in].
$A_w$	=	Área efectiva de las soldaduras, [in <sup>2</sup> ]
$\beta$	=	Factor de reducción.
$L$	=	Longitud existente de soldadura en los extremos cargados, [in].
$w$	=	Longitud de pie de la soldadura, [in].
$L_{iw}$	=	Longitud efectiva de soldaduras de filete intermitentes, [in].
$w$	=	Tamaño de la soldadura de tapón o muesca, [in].
$d_{pw}$	=	Diámetro de la soldadura de tapón, [in].
$s_{tpw}$	=	Espaciamiento transversal de las soldaduras de tapón, [in].
$s_{lpw}$	=	Espaciamiento longitudinal de las soldaduras de tapón, [in].
$d_{sw}$	=	Ancho de la muesca de una soldadura de muesca, [in].
$L_{sw}$	=	Longitud de la muesca de una soldadura de muesca, [in].
$s_{tpw}$	=	Espaciamiento transversal (centro a centro) de las soldaduras de muesca, [in].
$s_{lsw}$	=	Espaciamiento longitudinal (centro a centro) de las soldaduras de muesca, [in].
$R_{nw}$	=	Resistencia nominal de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal soldado o de aportación. ( <i>deposit weld</i> ), [kips].
$A_{we}$	=	Área efectiva de la sección transversal de la soldadura. [in <sup>2</sup> ].
$F_{nw}$	=	Resistencia nominal del material del electrodo. [ksi].
$R_{nBM}$	=	Resistencia nominal de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal base, [kips].
$F_{BM}$	=	Resistencia nominal del material base, [in <sup>2</sup> ].
$A_{BM}$	=	Área de la sección transversal del material base, [ksi].
$F_{EXX}$	=	Número de clasificación del electrodo, [ksi].
$F_y$	=	Esfuerzo de fluencia del metal base, [ksi].

### Capítulo 4

$P_x, P_y$	=	Fuerzas cortantes o en el plano. (Componentes de la carga P)
$P_z$	=	Fuerza perpendicular (Puede ser Tensión o Compresión).
$M_{yz}, M_{zx}$	=	Momento de flexión ( $M_x, M_y$ ).
$M_{xy}$	=	Momento de torsión ( $M_z, M_T$ ).
$A_b$	=	Área nominal del tornillo.
$e$	=	Distancia a la cual actúa la carga P
$P$	=	Carga extrema actuante en la conexión.
$M_T$	=	Momento de torsión
$M_{xy}$	=	Momento de torsión
$x_e$	=	Coordenada horizontal de la excentricidad
$y_e$	=	Coordenada vertical de la excentricidad
$B_{xD}$	=	Componente horizontal de la fuerza cortante en un tornillo

---



---

$B_{yD}$	=	Componente vertical de la fuerza cortante en un tornillo
$G$	=	Centro de gravedad
$B_{iT}$	=	Fuerza cortante en el i-ésimo tornillo
$x_i$	=	Coordenadas horizontales del i-ésimo tornillo
$y_i$	=	Coordenadas verticales del i-ésimo tornillo
$r_i$	=	Distancia radial del i-ésimo tornillo al centro de gravedad, $G$
$B_T^*$	=	Fuerza cortante que se genera en un tornillo de referencia.
$x^*$	=	Coordenadas horizontales de un tornillo de referencia
$y^*$	=	Coordenadas verticales de un tornillo de referencia
$r^*$	=	Distancia radial de un tornillo de referencia al centro de gravedad, $G$
$e_i$	=	Desplazamiento del i-ésimo tornillo.
$f_{iT}$	=	Esfuerzo cortante en el i-ésimo tornillo.
$e^*$	=	Desplazamiento del tornillo de referencia.
$f_T^*$	=	Esfuerzo cortante en el tornillo de referencia.
$B_{xT}^*$	=	Componente horizontal de la fuerza cortante que se genera en un tornillo de referencia.
$B_{yT}^*$	=	Componente vertical de la fuerza cortante que se genera en un tornillo de referencia.
$B_T^*$	=	Componente horizontal de la fuerza total de un tornillo de referencia.
$B_T^*$	=	Componente vertical de la fuerza total de un tornillo de referencia.
$B^*$	=	Fuerza resultante en el tornillo crítico (más cargado) cuando se considera como tornillo de referencia.
$R_n$	=	Resistencia nominal del tornillo utilizado en la conexión.
$N$	=	Número de tornillos
$I$	=	Centro Instantáneo de rotación.
$e$	=	Excentricidad de la carga $P$
$r_0$	=	Distancia desde el centro instantáneo de rotación $I$ , al centro de gravedad del grupo de tornillos $G$ .
$x_0$	=	Componente horizontal del centro de gravedad $G$ .
$y_0$	=	Componente vertical del centro de gravedad $G$ .
$\Delta_j$	=	Deformación del tornillo j-ésimo.
$B_j$	=	Fuerza cortante en el tornillo j-ésimo.
$r_j$	=	Radio de rotación del tornillo j-ésimo.
$x_j$	=	Coordenada horizontal del tornillo j-ésimo., desde el centro instantáneo de rotación $I$
$y_j$	=	Coordenada vertical del tornillo j-ésimo., desde el centro instantáneo de rotación $I$
$\alpha$	=	Ángulo de inclinación medido desde el eje $x$ , en sentido antihorario al centro de gravedad $G$ .
$\theta_j$	=	Ángulo de inclinación medido desde el eje $x$ , en sentido antihorario al tornillo j-ésimo.
$\theta_i$	=	Ángulo que se forma con la fuerza elemental resultante $W_i$
$r^*$	=	Radio de roteación del tornillo crítico
$\Delta^*$	=	Deformación del tornillo crítico.
$B^*$	=	Fuerza cortante en el tornillo crítico.
$\Delta_{max}$	=	Deformación última obtenida de ensayo en un solo tornillo en cortante, = 0.34 [in] en la falla
$\mu$	=	Coefficiente de regresión = 10
$\lambda$	=	Coefficiente de regresión = 0.55
$P_{ux}$	=	Componente horizontal de la carga $P_u$
$P_{uy}$	=	Componente vertical de la carga $P_u$
$B_{jx}$	=	Componente horizontal de la fuerza cortante en el tornillo j-ésimo
$B_{jy}$	=	Componente vertical de la fuerza cortante en el tornillo j-ésimo
$P_u$	=	Carga última de la junta.
$x_0$	=	Coordenada horizontal del centro instantáneo de rotación
$y_0$	=	Coordenada vertical del centro instantáneo de rotación
$r_0$	=	Distancia

---

---

$P_s$	=	Carga de servicio en la junta. (Para conexiones atornilladas tipo fricción)
$P_x$	=	Componente horizontal de la fuerza aplicada $P$
$P_y$	=	Componente vertical de la fuerza aplicada $P$
$P$	=	Carga excéntrica $P$ .
$A$	=	Área efectiva de la soldadura.
$L$	=	Longitud total de la soldadura.
$t_e$	=	Espesor efectivo de la garganta de soldadura.
$r_i$	=	Distancia radial de los puntos $(x_i, y_i)$ al centroide, $G$ .
$r^*$	=	Distancia radial de los puntos $(x^*, y^*)$ al centroide, $G$ .
$I_p$	=	Momento polar de inercia del área de la soldadura, por lo tanto, el esfuerzo cortante en el elemento de referencia debido al momento de torsión se obtiene de la siguiente manera:
$A_i$	=	Área de la soldadura, considerada como una línea, sin espesor, $[in]$ .
$I_{pl}$	=	Momento de inercia polar de la soldadura, $[in^3]$ .
$L_i$	=	Es la longitud de $i$ -ésimo segmento.
$\bar{x}_i$ y $\bar{y}_i$	=	Distancias del centro de gravedad, $G$ , del grupo de soldadura al centro de gravedad $G_i$ , del segmento de soldadura $i$ .
$W$	=	Fuerza en el elemento de longitud unitaria.
$P_x$ y $P_y$	=	Componentes $x$ y $y$ de la carga aplicada, $[Kips]$ .
$M_T$	=	Momento de torsión alrededor del centro de gravedad de la soldadura $P_e$ , $[Kips - in]$ .
$W_{xD}$	=	Componente de la fuerza cortante en la dirección $x$ , en cualquier elemento de longitud unitaria localizado en $(x^*, y^*)$ , debido al momento de torsión $M_T$ .
$W_{yD}$	=	Componente de la fuerza cortante en la dirección $y$ , en cualquier elemento de longitud unitaria, debido a la carga directa $P$ .
$W_{xT}^*$	=	Componente de la fuerza cortante en la dirección $x$ , en cualquier elemento de longitud unitaria localizado en $(x^*, y^*)$ , debido al momento de torsión $M_T$ .
$W_{yT}^*$	=	Componente de la fuerza cortante en la dirección $y$ , en cualquier elemento de longitud unitaria localizado en $(x^*, y^*)$ , debido al momento de torsión $M_T$ .
$W^*$	=	Fuerza resultante en el elemento de longitud unitaria localizado en $(x^*, y^*)$ debido a la carga excéntrica $P$ sobre la carga soldada.
$S_{xl}$	=	Módulo de sección de la soldadura considerada como una línea alrededor del eje $x$ .
$d$	=	Peralte de la soldadura considerada como línea
$b$	=	Ancho de la soldadura considerada como línea
$\alpha$	=	Relación $b/d$ de la soldadura considerada como liana
$\bar{x}$	=	Coordenada $x$ del centro de gravedad del grupo de soldadura
$y$	=	Coordenada $y$ del centro de gravedad del grupo de soldadura.
$A_l$	=	Área de la soldadura considerada como una línea.
$W_u^*$	=	Fuerza resultante en la soldadura.
$W_i$	=	Fuerza resultante en el elemento de soldadura $i$
$w$	=	Tamaño de la soldadura de filete, $[in]$ .
$t_e$	=	Grosor efectivo de garganta, $[in]$ .
$F_{EXX}$	=	Resistencia mínima especificada del electrodo, $[Ksi]$ .
$\theta_i$	=	Ángulo de carga, medido del eje longitudinal del elemento de soldadura a la fuerza resultante en el elemento $i$ , $[^\circ]$ .
$\delta_i$	=	Deformación del elemento de soldadura $i$ , cuando la fractura es inminente en el elemento crítico de la junta, $[in]$ .
$W_{di\delta}$	=	Resistencia de diseño del elemento $i$ de soldadura de longitud unitaria, en una deformación dada $\delta_i$ .
$r_i$	=	Distancia desde el centro instantáneo de rotación $I$ al elemento de soldadura $i$ , $[in]$ .
$\Delta_{im}$	=	Deformación en la resistencia máxima del elemento de soldadura $i$ , $[in]$ .
$\Delta_{if}$	=	Deformación en el esfuerzo último (fractura) del elemento de soldadura $i$ , $[in]$ .
$r_{crit}$	=	Distancia desde el centro instantáneo $i$ al elemento crítico de soldadura (el elemento con la relación mínima $\Delta_{fi}/r_i$ ), $[in]$ .

---

- 
- $(W_{ai})_x$  = Representa la componente horizontal de la fuerza en el elemento de soldadura ,  $i$ .  
 $(W_{ai})_y$  = Representa la componente vertical de la fuerza en el elemento de soldadura ,  $i$ .

## Capítulo 5

- $P_x$  = Componente horizontal de la fuerza aplicada  $P$   
 $P_y$  = Componente vertical de la fuerza aplicada  $P$   
 $P$  = Carga excéntrica  $P$ .  
 $e_z$  = Excentricidad de la carga  $P$   
 $M_{yz}$  = Momento torcionante, resultado de la carga excéntrica fuera del plano.  
 $s$  = Paso entre tornillos.  
 $B_v$  = Fuerza cortante en cualquier tornillo.  
 $N$  = Número de tornillos.  
 $P$  = Componente vertical de la carga.  
 $f_0$  = Fuerza cortante en cualquier tornillo.  
 $n_r$  = Número de tornillos en cada fila horizontal.  
 $n$  = Número de tornillos en cada línea vertical.  
 $b$  = Ancho de la placa (patín de la ménsula).  
 $h$  = Altura de la placa de la ménsula.  
 $\Delta f$ ,  $c$  = Cambio en el esfuerzo de compresión de aplastamiento en el tornillo.  
 $\Delta C$  = Distancia medida desde el ENE hasta el tornillo extremo.  
 $C_0$  = Cambio en la fuerza de compresión  $C_0$   
 $C_0$  = Fuerza de compresión en el área tributaria del tornillo  
 $B_0$  = Pretensión del tornillo, si existe, para juntas apretadas al contacto o ajuste apretado (snug-tight) o  $T_b$  para tornillos pretensados a deslizamiento crítico, dadas en la Tabla 2.6 (Tabla J3.1 de las Especificaciones del AISC).  
 $M_{ps}$  = Momento flexionante en la ménsula al inicio de la separación de la placa.  
 $P_{dps}$  = Carga de diseño en la ménsula correspondiente al estado límite de deslizamiento  
 $R_n$  = Resistencia nominal a cortante de un tornillo  
 $P_{sdf}$  = Carga de diseño en la ménsula de una conexión en deslizamiento crítico.  
 $P_{dsc}$  = Carga de diseño en la conexión de la ménsula.  
 $\bar{y}$  = Peralte del bloque de compresión desde el borde inferior.  
 $A_b$  = Área nominal de un tornillo.  
 $b_e$  = Ancho efectivo del bloque de compresión,  $\min [b, 8t_f]$ .  
 $k$  = El número de la primera fila de tornillos justo por arriba del ENE (por ej.  $k = 2$ , en la Figura 5.3).  
 $d_i$  = Distancia del borde inferior a la  $i$ -ésima fila de tornillos.  
 $t_f$  = Espesor del patín  
 $I$  = Momento de inercia  
 $c_n$  = Distancia desde el ENE a la fila superior de tornillos  
 $B_t$  = Carga de tensión en el tornillo crítico  
 $k_s$  = Reducción por combinación de cortante y tensión en tornillos.  
 $M_{els1}$  = Momento correspondiente al estado límite de fluencia del tornillo extremo.  
 $f_{bp}$  = Esfuerzo máximo por aplastamiento en el borde inferior de la placa de la ménsula.  
 $F_{bp}$  = Presión de aplastamiento nominal =  $F_y$   
 $M_{els2}$  = Momento cuando  $f_{bp}$  es igual a la presión nominal de contacto para el estado límite de aplastamiento de la placa en el soporte.  
 $M_{els}$  = Momento correspondiente al estado límite elástico.  
 $P_{dels}$  = Resistencia nominal de la conexión correspondiente al estado límite de fluencia.  
 $j$  = Número de la primera fila de tornillos que se encuentra justo arriba del ENP  
 $M_{pls}$  = Momento correspondiente al estado límite plástico.  
 $P_{dpst}$  = Resistencia de diseño de la junta correspondiente al estado límite plástico.  
 $B_{tu}$  = Fuerza de tensión de cada uno de los tornillos que se encuentre por arriba del ENP.
-

---

$B_{vu}$	=	Fuerza de cortante de cada uno de los tornillos debida a la carga aplicada.
$t_e$	=	Espesor de la soldadura.
$L$	=	Longitud de la soldadura.
$G$	=	Centro de gravedad del grupo de soldadura.
$A_w$	=	Área efectiva de la soldadura.
$M_{yz}$	=	Momento flexionante perpendicular al plano $yz$
$M_x$	=	Momento flexionante alrededor del eje $x$
$e_z$	=	Distancia excéntrica de la carga $P$ sobre el eje $z$
$f_z$	=	Esfuerzo normal en la soldadura a una distancia $y$ del eje neutro
$f_z^*$	=	Esfuerzo normal en el punto más alejado de la soldadura localizado a una distancia $c$ del eje neutro.
$dL$	=	Longitud elemental de la soldadura
$dM$	=	Momento alrededor del eje $x - x$ de la fuerza en el elemento $dL$
$I_x$	=	Momento de inercia del área efectiva de la garganta de la soldadura, alrededor del eje centroidal = $\int_A y^2 dA$
$A_l$	=	El área de la soldadura considerada como línea
$I_{xl}$	=	Momento de inercia del área efectiva de la garganta de la soldadura considerada como línea
$S_{xl}$	=	Módulo de sección elástico de la soldadura considerada como una línea
$W$	=	Fuerza por unidad de longitud de soldadura en cualquier punto
$W_y$	=	Componente vertical de la fuerza $W$
$W_z^*$	=	Componente horizontal (perpendicular a la junta) de la fuerza $W$
$W^*$	=	Fuerza máxima en cualquier lugar de la soldadura.
$W_d$	=	Resistencia de diseño de la soldadura.
$W_{req}$	=	Fuerza máxima en cualquier lugar de la soldadura a soportar.
$C_1$	=	Coeficiente para el electrodo utilizado (Tabla 8-37 del manual del LRFD). = 1 para electrodos E70.
$l$	=	Longitud de cada soldadura vertical, [in].
$D$	=	Número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete.
$al$	=	Excentricidad de la carga $e_z$ .

## Capítulo 6

$M_c$	=	Momento en la parte central de la viga
$M_e$	=	Momento en el extremo de la viga.
$w$	=	Carga distribuida en la viga
$l$	=	Longitud de la viga.
$R$	=	Restricción d extremo
$\theta_c$	=	Rotación real de la conexión.
$\theta_B$	=	Rotación en la viga. (ver Figura 6.1)
$\theta_A$	=	Rotación en la columna. (ver Figura 6.1)
$EI$	=	Módulo de elasticidad multiplicada por el momento de inercia de la sección. Rigidez elástica.
$ij$	=	Inicio y fin de una viga
$M_{ij}$ y $M_{ji}$	=	Momentos de los extremos de la viga en $i$ y en $j$ , respectivamente
$\theta_{ij}$ y $\theta_{ji}$	=	Pendiente en los extremos de la viga
$M_{ij}^F$ y $M_{ji}^F$	=	Momentos de los extremos empotrados de la viga en $i$ y en $j$ , respectivamente
$\theta_{be}$	=	Rotación del extremo de la viga.
$M_{be}$	=	Momento del extremo de la viga que corresponde a $\theta_{be}$ .
$M_{be}^F$	=	Momento de empotramiento debido a la carga trasversal uniformemente distribuida = $WL^2/12$ .
$M_F$	=	Momento de extremo
$\theta_s$	=	Rotación de extremo
$d\theta_{be}$	=	Rotación elemental del extremo de viga.
$M_{be}$	=	Rotación de extremo de la viga que corresponde a $d\theta_{be}$
$t_{ep}$	=	Espesor de la placa de extremo

---

---

$l_1$	=	Distancia vertical del borde inferior de la placa de extremo al borde inferior de la viga soportada.
$n$	=	Número de filas de tornillos
$R_n$	=	Resistencia de diseño a cortante de un tornillo a cortante simple.
$R_1$	=	Resistencia total de los tornillos en la junta en cortante simple.
$R_{ni}$ y $R_{ne}$	=	Resistencia de diseño al aplastamiento de un tornillo interior y de extremo, respectivamente, con aplastamiento en la placa de extremo.
$R_n$	=	Resistencia de diseño al aplastamiento de un tornillo apoyado en la trabe de soporte.
$t_{min}$	=	Espesor mínimo del alma de la viga soportada.
$F_{ub}$	=	Resistencia última a la tensión del material de la viga soportada
$D$	=	Tamaño de la soldadura en dieciseisavos de $[in]$ .
$R_u$	=	Cortante último
$e_b$	=	Excentricidad de los tornillos
$F_y$	=	Esfuerzo de fluencia
$F_u$	=	Esfuerzo de ruptura
$L_{ev}$	=	Distancia vertical al borde de la placa
$L_{eh}$	=	Distancia horizontal al borde de la placa
$a$	=	Distancia entre la línea de tornillo y la línea de soldadura.
$n$	=	Número de tornillos.
$t_{pmin}$	=	Espesor mínimo de la placa.
$L$	=	Longitud de la placa
$k$	=	Coefficiente de pandeo de la placa, Tabla 6.2.
$t_{pmax}$	=	Espesor máximo de la placa.
$d$	=	Diámetro del tornillo en $[in]$
$F_{yp}$	=	Esfuerzo de fluencia de la placa
$L$	=	Longitud de la placa
$t_p$	=	Espesor de la placa
$C$	=	Coefficiente de la tabla 8-18 del Manual del LRFD, para una sola línea de tornillos en cortante excéntrico.
$e_w$	=	Excentricidad de la línea de soldadura
$C$	=	Coefficiente dado en la Tabla 8-38 a 8-45 del manual LRFD para grupos de soldadura cargados excéntricamente.
$C_1$	=	Coefficiente para el electrodo utilizado (Tabla 8-37 del manual del LRFD).
$L_w$	=	Longitud de la soldadura $[in]$ .
$D$	=	Número de dieciseisavos de pulgada del tamaño de la soldadura de filete.
$t_{max}$	=	Espesor máximo de la placa
$M_{max}$	=	$1.25F_v A_b C'$
$1.25F_v$	=	Resistencia a cortante de un tornillo individual de la Tabla 2.3 (Tabla J3.2 de las Especificaciones del AISC), multiplicada por un factor de 1.25 para eliminar la reducción
$A_b$	=	Área individual de un tornillo.
$C'$	=	Coefficiente para un caso de solo momento (centro instantáneo de rotación en el centroide del grupo)
$b$	=	Ancho de la placa.
$M_n$	=	Momento resistente
$F_{cr}$	=	Esfuerzo crítico
$F_y$	=	Esfuerzo de fluencia del material
$f_v$	=	Esfuerzo de corte
$L_A$	=	Longitud del ángulo conectado a la viga soportada
$L_B$	=	Longitud del ángulo conectado al elemento de soporte
$t_a$	=	Espesor del ángulo
$L$	=	Longitud del ángulo.
$r_n$	=	Resistencia de diseño de un solo tornillo en cortante simple.
$C$	=	Coefficiente de la Tabla 10-10 del manual del AISC, Tabla 9-11 del Manual del LRFD

---

---

$k$	=	Coefficiente de la Tabla 10-10 del manual del AISC, Tabla 9-11 del Manual del LRFD
$N$	=	Resistencia nominal de un tornillo en cortante o en aplastamiento
$t_{wb}$	=	Espesor del alma de la viga soportada, [in].
$F_{yb}$	=	Esfuerzo de fluencia del alma de la viga, [ksi].
$R_{dwy}$	=	Resistencia de diseño del alma de la viga, correspondiente al estado límite de fluencia local del alma, [kips].
$\phi R_1$	=	$\phi(2.5k_b t_{wb} F_{yb})$ , kips
$\phi R_2$	=	$\phi(t_{wb} F_{yb})$ kips/in.
$d_b$	=	Peralte total de la viga soportada, [in].
$t_{fb}$	=	Espesor del patín de la viga soportada, [in].
$R_u$	=	Reacción de extremo de la viga sujeta a cargas factorizadas, [kips].
$R_{dfa}$	=	Resistencia de diseño del ángulo de asiento correspondiente al estado límite de flexión, [kips].
$t_a$	=	Espesor del lado del ángulo de asiento, [in].
$L_a$	=	Longitud del lado de asiento, [in].
$e_a$	=	Excentricidad de la viga en relación con la sección crítica, [in].
$F_{ya}$	=	Esfuerzo de fluencia del ángulo de asiento, [ksi].
$N_{req}$	=	Longitud de apoyo requerida, [in].
$R_{dva}$	=	Resistencia de diseño a córtate del lado del ángulo de asiento, [kips].
$\phi_v$	=	Factor de resistencia (= 0.90)
$r_{ni}$	=	Resistencia de diseño a cortante de un tornillo interno en cortante simple.
$r_{ne}$	=	Resistencia de diseño a cortante de un tornillo externo en cortante simple.
$W_y$	=	Fuerza vertical de la garganta de una soldadura de longitud de unitaria en la fibra extrema superior de la soldadura
$W_z$	=	Fuerza horizontal de la garganta de una soldadura de longitud de unitaria en la fibra extrema superior de la soldadura
$R_{dw}$	=	Resistencia de diseño de soldaduras (E70) que conectan el ángulo de asiento con el soporte, [kips].
$D$	=	Número de dieciseisavos de in en el tamaño de la soldadura.
$e$	=	Excentricidad de la relación de extremo de la viga en relación con las líneas de soldadura, [in].
	=	$l_B/2 + 3/8$ [in]
$L$	=	Dimensión del lado vertical del ángulo de asiento, [in].
$L_B$	=	Longitud del lado sobresaliente del ángulo de asiento, [in].
$b_{st}$	=	Tamaño del lado sobresaliente del ángulo atiesador, [in].
$t_{st}$	=	Espesor del ángulo del atiesador, [in]
$F_{yst}$	=	Esfuerzo de fluencia del ángulo atiesador, [ksi]
$W_u^*$	=	Fuerza resultante en la soldadura crítica de longitud unitaria
$f_p$	=	Esfuerzo de aplastamiento
$R_u$	=	Reacción de extremo de la viga sujeta a cargas factorizadas, [kips]
$F_{yst}$	=	Esfuerzo de fluencia del material atiesador, [kips]
$N$	=	Longitud de contacto de la viga, [in].
$t_{st}$	=	Espesor de la placa atiesadora, [in]
$W$	=	Ancho de la placa atiesadora, [in]
$M_{ust}$	=	Momento flexionante en el atiesador que actúa como viga voladiza
$M_{dst}$	=	Resistencia a la flexión de la placa atiesadora
$b_{fTrabe}$	=	Ancho del patín de la trabe.
$t_{wTrabe}$	=	Espesor del alma de la trabe.
$k_{trabe}$	=	Dimensión 'k' de la trabe.
$F_{ua}$	=	Resistencia última en tensión del material del ángulo.
$d_h$	=	Diámetro efectivo del agujero del tornillo
$F_{ya}$	=	Esfuerzo de fluencia del material del ángulo, generalmente (36 ksi)
$r_{ni}$	=	Resistencia de diseño al aplastamiento de un tornillo interior, con aplastamiento sobre un material de placa espesor $t_a$ y resistencia última de tensión, $F_{ua}$
$r_{ne}$	=	Resistencia de diseño al aplastamiento del tornillo de extremo (inferior)

---

---

$M_u$	=	Momento de extremo de la viga sujeta a carga factorizada, [ <i>kips in</i> ]
$P_{uf}$	=	Fuerza factorizada en el patín de la viga, a tensión o a compresión, [ <i>kips</i> ]
$d_m$	=	Brazo de momento entre las fuerzas de patín, [ <i>in</i> ].
$A_{fn}$	=	Área neta del patín a tensión.
$A_{fg}$	=	Área general del patín a tensión.
$A_{fe}$	=	Área neta efectiva del patín a tensión.
$F_{nt}$	=	Resistencia a la tensión del material del tornillo Tabla 2.3 (Tabla J3.2 de las especificaciones del AISC)
$M_u$	=	Resistencia a la flexión requerida
$d_n$	=	Distancia desde la línea central de la enésima fila de tornillos a tensión al centro del patín de compresión.
$\phi_b$	=	0.9
$\gamma_r$	=	Factor, mayor o igual a 1.0, utilizado para modificar el momento requerido factorizado para limitar la rotación de la conexión en el momento último a 10% de la rotación en el claro
	=	1.0 para placas de extremo extendidas
$F_{py}$	=	Resistencia a la fluencia del material de la placa
$Y$	=	Parámetro del mecanismo de línea de fluencia, definido en la Tabla 6.4
$\phi M_{np}$	=	Resistencia de la conexión con ruptura del tornillo como estado límite sin acción de apalancamiento
$P_t$	=	$\frac{\pi d^2 F_t}{4}$
$d_i$	=	Distancia desde la línea central de cada fila de tornillos a tensión al centro del patín a compresión
$T_b$	=	Pretensión especificada en la Tabla 2.6 (Tabla J3.1 de las especificaciones del AISC), sólo válidas para tornillos que no sean en ajuste apretado, para los valores de pretensión de tornillos en ajuste apretado fueron revisados anteriormente.
$F_{nt}$	=	Esfuerzo de tensión nominal de los tornillos
	=	90 [ <i>ksi</i> ] para tornillos A325
	=	113 [ <i>ksi</i> ] para tornillos A490
$T_b$	=	Se toma como un porcentaje de la pretensión total especificada dada en la Tabla 2.6, (Tabla J3.1 de las especificaciones AISC) de acuerdo con el diámetro del tornillo de la siguiente manera:
$a_i$	=	$3.682 \left( \frac{t_p}{d} \right)^3 - 0.085$
$w'$	=	$\frac{b_p}{2 - \left( d_b - \frac{1}{16} \right)}$
$F'_{f,i}$	=	$\frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4 P_{f,i}}$
$a_0$	=	$3.682 \left( \frac{t_p}{d} \right)^3 - 0.085 \leq (P_{ext} - P_{f,0})$
$w'$	=	$\frac{b_p}{2 - \left( d_b - \frac{1}{16} \right)}$
$F'_{f,0}$	=	$\frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \frac{\pi d^3 F_t}{8}}{4 P_{f,0}}$
$L_1$	=	distancia entre el punto medio del peralte de la viga y la cara interna del patín a compresión de la viga, [ <i>in</i> ]
$L_2$	=	distancia entre la fila interna de tornillos a tensión más $2d$ y la cara interna del patín a compresión de la viga, [ <i>in</i> ]
$d$	=	diámetro del tornillo
$d_b$	=	peralte de la viga, [ <i>in</i> ]
$R_u$	=	Carga concentrada factorizada aplicada al patín de la columna.

---

---

$R_d$	= Resistencia de diseño o resistencia permisible, $\phi R_n$ o $R_n/\Omega$ .
$N$	= Longitud sobre la cual la carga concentrada es aplicada, [in].
$k_c$	= Distancia entre la cara exterior del patín de la columna y el pie (raíz) del filete, si la columna es un perfil laminado, o la distancia equivalente si la columna es un perfil compuesto, [in].
$t_{wc}$	= Espesor del alma de la columna, [in].
$F_{yc}$	= Esfuerzo de fluencia del alma de la columna, [ksi].
$P_{nWY}$	= Resistencia nominal del alma de la columna correspondiente al estado límite de fluencia local del alma, [kips].
$N$	= Longitud sobre la cual la carga concentrada es aplicada, in.
$t_{fc}$	= Espesor del patín de la columna, in
$t_{wc}$	= Espesor del alma de la columna, in
$F_{yc}$	= Esfuerzo de fluencia del alma de la columna
$d_c$	= Peralte de la columna, in
$t_{wc}$	= Espesor del alma de la columna, in
$F_{yc}$	= Esfuerzo de fluencia del alma de la columna
$h_c$	= Peralte de la columna libre de filetes, in.
$t_{fc}$	= Espesor del alma de la columna, in
$F_{yc}$	= Esfuerzo de fluencia del alma de la columna
$M_{u1G}$	= Momento en el extremo 1 debido a las cargas factorizadas gravitacionales en el marco, [in - kips]
$M_{u1H}$	= Momento en el extremo 1 debido a las cargas factorizadas horizontales en el marco, in.-kips
$M_{u2G}$	= Momento en el extremo 2 debido a las cargas factorizadas gravitacionales en el marco, in.-kips
$M_{u2H}$	= Momento en el extremo 2 debido a las cargas factorizadas horizontales en el marco, in.-kips
$V_{uz}$	= Cortante en la zona de panel, kips
$d_{m1}, d_{m2}$	= Distancia entre las fuerzas de patín en una conexión de momento, in
$d_c$	= Peralte de la columna, in
$t_{wc}$	= Espesor del alma de la columna, in
$P_u$	= Carga axial factorizada en la columna, kips
$P_y$	= Resistencia a la fluencia axial de la columna = $(A_c F_{yc})$ , kips
$P_{ur}$	= Resistencia requerida en la zona de panel
$P_d$	= Resistencia de diseño de cualquiera de los estados limite mencionados anteriormente
$P_{ur}$	= Resistencia requerida de los atiesadores
$F_{d,st}$	= Esfuerzo de diseño en el atiesador = $\phi F_{y,st} = 0.9 F_{y,st}$ = $\phi F_{cr,st} \approx 0.85 F_{y,st}$
$F_{y,st}$	= Esfuerzo de fluencia del material del atiesador, ksi
$A_{st}$	= Área del atiesador, $in^2$
$F_{cr,st}$	= Esfuerzo de diseño del atiesador diagonal actuando como una columna simplemente apoyada de longitud $L_{st}$ = $F_{y,st}$ para cálculos preliminares
$A_{st}$	= Área del atiesador transversal = $(2 = h_{st} + t_{wc})t_{st}$

---