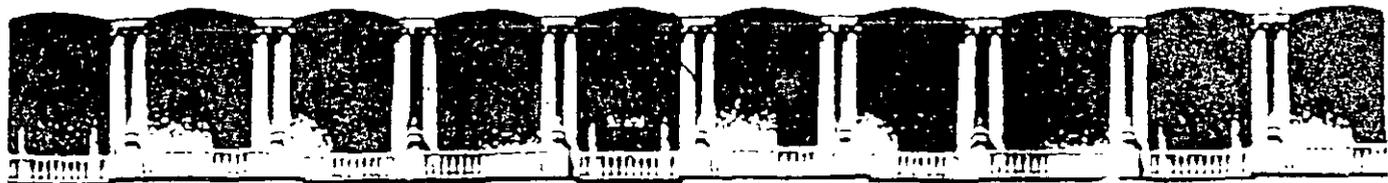


21-171
2118



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS INSTITUCIONALES

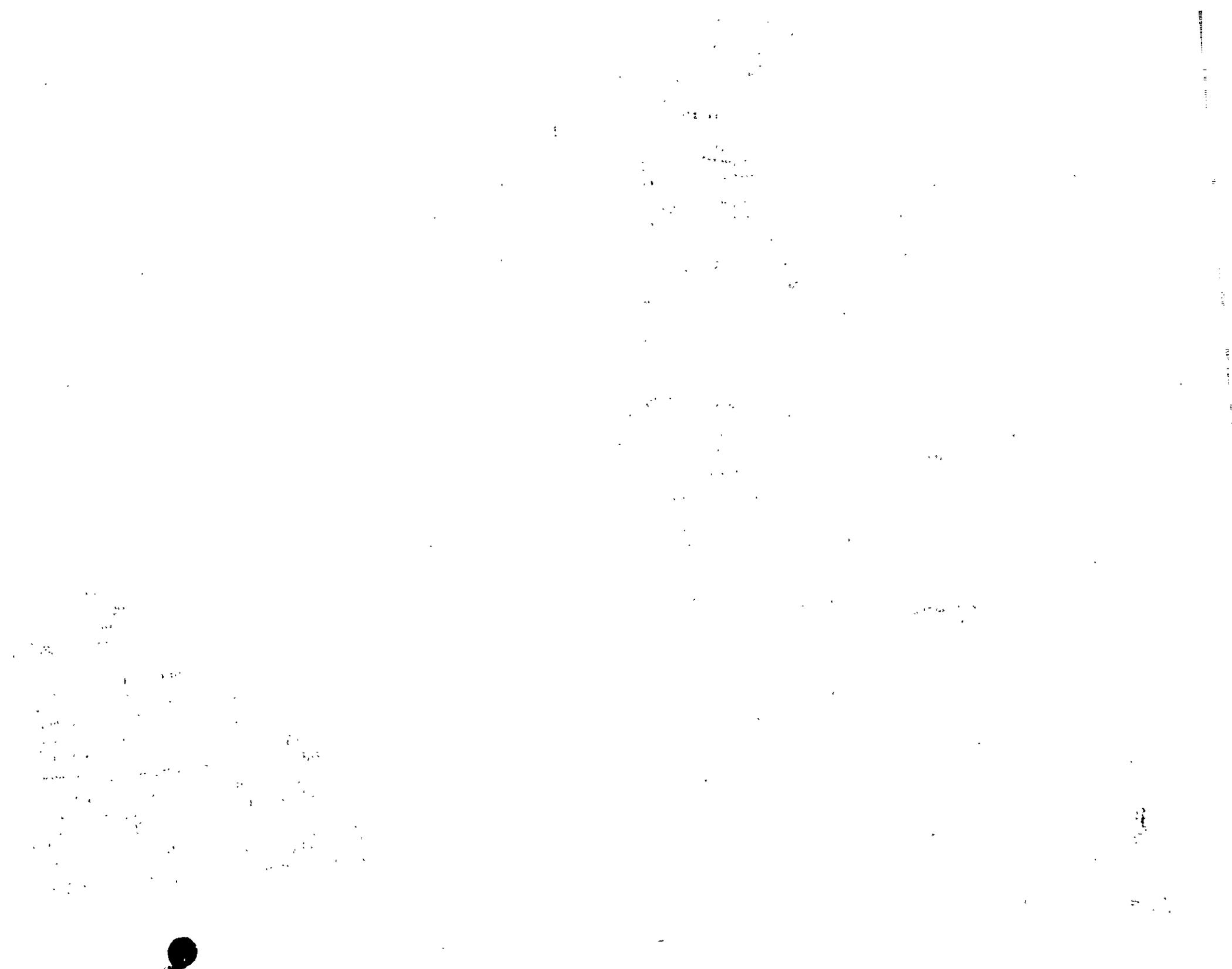
**SECTOR COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCIÓN GENERAL DE PLANEACIÓN**

**APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES
DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS DE ACERO**

Del 25 de Septiembre al 06 de Octubre del 2000

APUNTES GENERALES

**Ing. Antonio Silva Tonche
Centro S. C. T. Mor.
Septiembre-Octubre/2000**



MIEMBROS DEL COMITÉ

Ing. Oscar de Buen López de Heredia, Presidente
M. en C. Enrique Martínez Romero, Vice-Presidente
Dr. Porfirio Ballesteros Barocio
Ing. Rubén Cuadra Germán
Ing. Fernando Frías Beltrán G.
Ing. Manuel Linss Luján
Ing. Lucio Montero Orozco
Ing. Ybo Pulido Saldaña
Ing. Alejandro Soto Sobenis
Ing. Héctor Soto Rodríguez, Secretario

ÍNDICE

ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICIOS

PARTE 1 DISEÑO ELÁSTICO

Sección 1.1 Planos de diseño y planos de taller

- 1.1.1 Planos de diseño
- 1.1.2 Planos de taller
- 1.1.3 Indicaciones para las soldaduras
- 1.1.4 Símbolos normalizados

Sección 1.2 Tipos de construcción

Sección 1.3 Cargas y fuerzas

- 1.3.1 Carga muerta
- 1.3.2 Carga viva
- 1.3.3 Impacto
- 1.3.4 Factores para el diseño de traves carril de grúas puente
- 1.3.5 Viento
- 1.3.6 Otras fuerzas
- 1.3.7 Cargas mínimas

Sección 1.4 Materiales

- 1.4.1 Acero estructural
- 1.4.2 Otros metales
- 1.4.3 Remaches
- 1.4.4 Tornillos
- 1.4.5 Metal de aportación y fundentes para soldadura
- 1.4.6 Pernos conectores de cortante

Especificaciones IMCA

Especificaciones IMCA

Sección 1.5 Esfuerzos permisibles	134
1.5.1 Acero estructural	135
1.5.1.1 Tensión	135
1.5.1.2 Cortante	135
1.5.1.3 Compresión	135
1.5.1.4 Flexión	136
1.5.1.5 Aplastamiento	141
1.5.2 Remaches, tornillos y partes roscadas	142
1.5.3 Soldaduras	142
1.5.4 Aceros fundidos y aceros forjados	142
1.5.5 Aplastamiento sobre mampostería y concreto	142
1.5.6 Esfuerzos causados por viento y sismo	145
Sección 1.6 Esfuerzos combinados	145
1.6.1 Compresión axial y flexión (flexocompresión)	145
1.6.2 Tensión axial y flexión (flexotensión)	147
1.6.3 Cortante y tensión	147
Sección 1.7 Miembros y conexiones sometidos a variaciones repetidas de esfuerzo (fatiga)	148
1.7.1 Generalidades	148
1.7.2 Diseño por fatiga	148
Sección 1.8 Estabilidad y relaciones de esbeltez	149
1.8.1 Generalidades	149
1.8.2 Marcos arriostrados (desplazamiento lateral impedido)	149
1.8.3 Marcos no arriostrados (desplazamiento lateral permitido)	149
1.8.4 Relaciones máximas de esbeltez	149
Sección 1.9 Relaciones ancho-espesor	150
1.9.1 Elementos en compresión no atiesados	150
1.9.2 Elementos en compresión atiesados	150
Sección 1.10 Traveses armados de alma llena y vigas laminadas	151
1.10.1 Diseño	151
1.10.2 Alma	151
1.10.3 Patines	152
1.10.4 Desarrollo del patín	152

1.10.5 Atiesadores	153
1.10.6 Reducción del esfuerzo en el patín	156
1.10.7 Combinación de esfuerzos cortantes y de tensión	156
1.10.8 Empates	157
1.10.9 Fuerzas horizontales	157
1.10.10 Pandeo del alma	157
1.10.11 Restricción de la rotación en los puntos de apoyo	158

Sección 1.11 Construcción compuesta **158**

1.11.1 Definición	158
1.11.2 Hipótesis de diseño	159
1.11.3 Cortante en el apoyo	161
1.11.4 Conectores de cortante	161
1.11.5 Vigas compuestas con cimbras de lámina de acero acanalada	164
1.11.5.1 Generalidades	164
1.11.5.2 Láminas de acero acanaladas con nervaduras orientadas perpendicularmente a la viga de acero	165
1.11.5.3 Láminas de acero acanaladas con nervaduras orientadas paralelamente a la viga de acero	165
1.11.6 Casos especiales	166

Sección 1.12 Claros simples y claros continuos **166**

1.12.1 Claros simples	166
1.12.2 Extremos restringidos	166

Sección 1.13 Flechas, vibración y encharcamiento **167**

1.13.1 Flechas	167
1.13.2 Vibración	167
1.13.3 Encharcamiento	167

Sección 1.14 Área total y área neta **168**

1.14.1 Definiciones	168
1.14.2 Área neta y área neta efectiva	168
1.14.3 Ángulos	170
1.14.4 Tamaño de los agujeros	170
1.14.5 Miembros conectados con pasador	170
1.14.6 Áreas efectivas del metal de soldadura	171
1.14.6.1 Soldadura de ranura	171
1.14.6.2 Soldaduras de filete	172
1.14.6.3 Soldaduras de tapón y en cajas (agujeros alargados)	173

Sección 1.15 Conexiones	173
1.15.1 Conexiones mínimas	173
1.15.2 Conexiones excéntricas	173
1.15.3 Colocación de remaches, tornillos y soldaduras	173
1.15.4 Miembros con extremos sin restricción a la rotación	173
1.15.5 Miembros con extremos restringidos a la rotación	174
1.15.6 Placas de relleno	175
1.15.7 Conexiones de miembros en tensión y en compresión en armaduras	176
1.15.8 Miembros en compresión con uniones de apoyo por aplastamiento	176
1.15.9 Combinación de soldaduras	176
1.15.10 Remaches y tornillos en combinación con soldadura	176
1.15.11 Tornillos de alta resistencia (en conexiones por fricción) en combinación con remaches	177
1.15.12 Conexiones de campo	177
Sección 1.16 Remaches y tornillos	178
1.16.1 Tornillos de alta resistencia	178
1.16.2 Área efectiva de aplastamiento	178
1.16.3 Agarres largos	178
1.16.4 Separación mínima	178
1.16.5 Distancia mínima al borde	179
1.16.6 Distancia máxima al borde	181
Sección 1.17 Soldaduras	181
1.17.1 Generalidades	181
1.17.2 Tamaño mínimo de las soldaduras de filete y soldaduras de penetración parcial	181
1.17.3 Tamaño máximo de soldaduras de filete	182
1.17.4 Longitud de soldaduras de filete	182
1.17.5 Soldaduras de filete intermitentes	183
1.17.6 Juntas traslapadas	183
1.17.7 Remates en extremos de soldaduras de filete	183
1.17.8 Soldaduras de filete en agujeros y cajas (agujeros alargados)	183
1.17.9 Soldadura de tapón y de caja	184
Sección 1.18 Miembros armados	184
1.18.1 Vigas tipo cajón abierto y enrejadas	184
1.18.2 Miembros en compresión	184
1.18.3 Miembros en tensión	186

Sección 1.19 Contraflecha	187
1.19.1 Armaduras y vigas	187
1.19.2 Contraflecha para otros fines	187
1.19.3 Montaje	187
Sección 1.20 Dilataciones y contracciones	188
Sección 1.21 Bases de columnas	188
1.21.1 Cargas	188
1.21.2 Alineación	188
1.21.3 Terminación	188
Sección 1.22 Pernos de anclaje	189
Sección 1.23 Fabricación	189
1.23.1 Contraflecha, curvado y enderezado	189
1.23.2 Corte con oxígeno (oxicorte)	189
1.23.3 Alisado de bordes	189
1.23.4 Agujeros para construcción remachada y atornillada	189
1.23.5 Armado en construcciones remachadas o atornilladas con tornillos de alta resistencia	191
1.23.6 Construcción soldada	192
1.23.7 Juntas en compresión	192
1.23.8 Tolerancias en dimensiones	192
Sección 1.24 Pintura de taller	193
1.24.1 Requisitos generales	193
1.24.2 Superficies inaccesibles	193
1.24.3 Superficies en contacto	193
1.24.4 Superficies alisadas	193
1.24.5 Superficies adyacentes a soldaduras de campo	193
Sección 1.25 Montaje	194
1.25.1 Contravento	194
1.25.2 Suficiencia de las conexiones temporales	194
1.25.3 Alineación	194
1.25.4 Ajuste de las juntas en compresión de columnas	194
1.25.5 Soldaduras de campo	194
1.25.6 Pintura de campo	195

Sección 1.26 Control de calidad	195
1.26.1 Generalidades	195
1.26.2 Cooperación	195
1.26.3 Rechazos	195
1.26.4 Inspección de soldadura	195
1.26.5 Identificación del acero	196
PARTE 2 DISEÑO PLÁSTICO	197
Sección 2.1 Alcance	197
Sección 2.2 Acero estructural	198
Sección 2.3 Bases para la determinación de la resistencia máxima	198
2.3.1 Estabilidad de marcos arriostrados	198
2.3.2 Estabilidad de marcos no arriostrados	199
Sección 2.4 Columnas	199
Sección 2.5 Cortante	200
Sección 2.6 Pandeo del alma debido a cargas concentradas	201
Sección 2.7 Espesores mínimos (relación ancho/espesor)	201
Sección 2.8 Conexiones	202
Sección 2.9 Arriostramiento lateral	203
Sección 2.10 Fabricación	204

Parte 1 DISEÑO ELÁSTICO

SECCIÓN 1.1 PLANOS DE DISEÑO Y PLANOS DE TALLER

1.1.1 Planos de diseño

Estos han de contener el diseño completo con medidas, secciones y localización relativa de los diversos miembros. Se acotarán los niveles de piso, centros de columnas y proyecciones. Han de dibujarse a una escala suficientemente grande para mostrar en forma adecuada la información. En ellos se indicará el tipo o tipos de construcción (como se define en la Sección 1.2) según su destino, y contendrán además los datos de las cargas supuestas, de las fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales que han de ser resistidos por todos los miembros y conexiones; asimismo, contendrán todos los datos requeridos para la preparación adecuada de los planos de taller.

En el caso de juntas ensambladas con tornillos de alta resistencia, requeridos para resistir esfuerzos cortantes entre las partes unidas, los planos deben precisar el tipo de conexión: de fricción o de aplastamiento.

Cuando se requiera que las armaduras y vigas tengan contraflecha, se indicará en los planos de diseño.

1.1.2 Planos de taller

Antes de iniciar propiamente la fabricación de la estructura, deberán prepararse los planos de taller. Estos deberán contener la información completa para la fabricación de los elementos de la estructura, incluyendo la localización, tipo y tamaño de todos los remaches, tornillos y soldaduras. Se hará la distinción entre sujetadores y soldaduras de taller y de campo. Se elaborarán de acuerdo con las más modernas prácticas y se tendrá en cuenta la rapidez y economía en la fabricación y en el montaje.

1.1.3 Indicaciones para las soldaduras

Se indicarán en los planos de diseño y de taller las juntas, o grupos de juntas, en las que la secuencia y técnica de aplicación de la soldadura requieran

de especial atención para minimizar las soldaduras con restricción a la deformación y para evitar las distorsiones excesivas. Las longitudes de soldadura indicadas en los planos de diseño y de taller serán las longitudes efectivas.

1.1.4 Símbolos normalizados

Los símbolos de soldadura empleados en los planos de diseño y de taller, de preferencia serán los de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS). Podrán emplearse otros símbolos adecuados siempre y cuando se expliquen en forma completa en los planos de diseño o de taller.

SECCIÓN 1.2 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN

Se permiten tres tipos básicos de construcción, con sus consideraciones de diseño correspondientes, bajo las condiciones que abajo se enumeran. Cada tipo determinará específicamente el tamaño de los miembros, el tipo y la capacidad de sus conexiones.

- **Tipo 1**, designado comúnmente como "marco rígido", supone que las juntas entre vigas y columnas son lo suficientemente rígidas como para mantener prácticamente sin cambio los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.
- **Tipo 2**, designado comúnmente como "estructuración simple" (extremos simplemente apoyados, sin empotramiento). Supone que, en cuanto a cargas gravitacionales se refiere, los extremos de las vigas están unidos sólo para resistir fuerza cortante y están libres para girar.
- **Tipo 3**, designado comúnmente como "marco semirrígido" (extremos parcialmente empotrados). Supone en las conexiones de las vigas una capacidad conocida y confiable de momento, intermedia entre la rigidez del Tipo 1 y la flexibilidad del Tipo 2.

El diseño de todas las conexiones estará acorde con las consideraciones relativas al tipo de construcción indicado en los planos de diseño.

La construcción Tipo 1 está incondicionalmente permitida dentro de estas especificaciones. Se aceptan dos métodos de diseño. Dentro de las limitaciones formuladas en la Sección 2.1, los miembros de marcos rígidos o las porciones continuas de marcos se diseñarán de acuerdo con sus resistencias máximas predecibles, para soportar las cargas de diseño especificadas multiplicadas por los factores de carga recomendados. Alternativamente, la construcción Tipo 1 se diseñará dentro de las limitaciones de la Sección 1.5, para resistir los esfuerzos producidos por las cargas de diseño especificadas, suponiendo la distribución de momentos de acuerdo con la teoría elástica.

La construcción Tipo 2 está permitida dentro de estas especificaciones, sujeta a las estipulaciones del siguiente párrafo, cuando sean aplicables:

En edificios cuya construcción es del Tipo 2 (por ejemplo, conexiones entre vigas y columnas que no sean para resistir cargas de viento, supuestas como flexibles bajo cargas gravitacionales) los momentos debidos a cargas de viento podrán ser distribuidos entre las conexiones seleccionadas del marco, siempre que:

1. Las conexiones y los miembros conectados tengan la capacidad adecuada para resistir los momentos debidos a las cargas de viento.
2. Las vigas sean capaces de soportar el total de las cargas gravitacionales, como vigas simplemente apoyadas.
3. Las juntas tengan una capacidad adecuada de rotación inelástica, capaz de evitar los esfuerzos excesivos en los sujetadores o en las soldaduras bajo la combinación de cargas gravitacionales y de viento.

La construcción del Tipo 3 (semirrígida) sólo se permitirá si se comprueba que las conexiones que se utilizarán son capaces de suministrar, como mínimo, una proporción predecible de la restricción total del extremo. El diseño de los miembros principales, unidos por estas conexiones, se basará en una restricción no mayor que este mínimo.

Las construcciones de los Tipos 2 y 3 pueden requerir algunas deformaciones inelásticas pero autolimitadas, de ciertas partes de la estructura metálica.

SECCIÓN 1.3 CARGAS Y FUERZAS

1.3.1 Carga muerta

La carga muerta estimada en el diseño consistirá del peso del acero utilizado y de todo el material unido o soportado permanentemente por él.

1.3.2 Carga viva

La carga viva, incluyendo la carga de nieve si la hay, será la especificada en el código que sirve de base al diseño de la estructura, o la requerida por las condiciones del caso. Las cargas de nieve se aplicarán en el área completa del techo o en una porción del mismo y para el diseño se tendrán en cuenta las disposiciones probables de carga que produzcan los más altos esfuerzos en los miembros soportantes.

1.3.3 Impacto

En estructuras con cargas vivas que producen impacto, las cargas vivas su-puestas deberán incrementarse suficientemente para prever este efecto. De no estipularse otra cosa, el incremento será:

Para soportes de elevadores	100%
Para soportes de maquinaria ligera impulsada por motores eléctricos, no menos del	20%
Para soportes de maquinaria con movimiento alternativo o impulsada por motores de combustión, no menos del	50%
Para tirantes que soportan pisos y balcones	33%

1.3.4. Factores para el diseño de traves carril de grúas puente

Los porcentajes de impacto vertical y empuje longitudinal se aplican a las cargas máximas en las ruedas sobre una trabe carril. El impacto lateral se aplica al peso de la carga más el carro, y se distribuye entre las dos traves carril, en proporción a la rigidez lateral de cada una. Los servicios que se mencionan a continuación son los definidos por la Asociación de Manufactureros de Grúas de América (C.M.A.A.)

Servicio	Impacto vertical	Empuje longitudinal	Impacto lateral
A (Mantenimiento)	10%	5%	10%
B (Ligero)	10-15%	5%	10%
C (Mediano)	15-25%	5-10%	15-20%
D (Pesado)	25%	10%	20%
E (Cíclico)	25-50%	10-25%	20-25%

Notas:

1. Se aplicarán los impactos mínimos a grúas operadas desde el piso.
2. Se aplicarán los impactos máximos a grúas con electroimán o cucharón.
3. Las grúas operadas desde el piso se considerarán como Servicio C (como máximo) aunque su diseño sea para servicio más intenso.
4. Los porcentajes intermedios se escogerán en función de la velocidad del movimiento respectivo, siendo los valores bajos para velocidades lentas y los altos para velocidades rápidas, según la siguiente tabla:

Capacidad	Velocidades, en m/min								
	Izaje			Carro			Puente		
	lento	mediano	rápido	lento	mediano	rápido	lento	mediano	rápido
Hasta 10 ton	6	10	10	40	50	60	60	90	120
de 10 a 25 ton	5	8	10	40	50	60	60	90	120
de 25 a 40 ton	3	6	8	30	40	50	45	75	105
de 40 a 60 ton	1,5	3	5	20	30	40	30	60	90
más de 60 ton	1,5	2,5	3,5	15	25	35	15	30	45

5. Las deformaciones máximas de diseño serán:

- a) Vertical sin incluir impacto
 - 1/600 para grúas de Servicio A, B y C
 - 1/800 para grúas de Servicio D y E
- b) Lateral por efecto del impacto
 - 1/400 para grúas de Servicio A, B y C.
 - 1/600 para grúas de Servicio D y E

1.3.5 Viento

Se deberán prevenir los esfuerzos causados por el viento, durante el montaje, así como después de terminada la obra.

1.3.6 Otras fuerzas

Las estructuras sujetas a sismos, huracanes y otras condiciones extraordinarias, se diseñarán para tales condiciones.

1.3.7 Cargas mínimas

De no ser aplicable ningún reglamento de construcción en la localidad de la obra, las cargas mencionadas en las Secciones 1.3.1, 1.3.2, 1.3.5 y 1.3.6 no serán menores que las establecidas, para la localidad en cuestión, en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

SECCIÓN 1.4 MATERIALES

1.4.1 Acero estructural

1.4.1.1 El material que se ajuste a una de las siguientes normas (en su última edición) podrá ser usado, bajo estas especificaciones:

- Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 29,5 kg/mm² y con un espesor máximo de 12,7 mm, NOM-B-99-1971 (ASTM A529).
- Tubos de acero, con o sin costura, negros y galvanizados por inmersión en caliente, NOM-B-177-1983 (ASTM A53).
- Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en frío, con o sin costura de sección circular o de otras formas, NOM-B-199-1984 (ASTM A500).
- Tubos con o sin costura, de acero al carbono, formados en caliente, para usos estructurales, NOM-B-200-1985 (ASTM A501).
- Acero estructural, NOM-B-254-1974 (ASTM A36).
- Lámina de acero de baja aleación y alta resistencia, laminada en caliente y laminada en frío, resistente a la corrosión, NOM-B-277-1981 (ASTM A606).
- Acero estructural de baja aleación y alta resistencia, NOM-B-282-1974 (ASTM A242).
- Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso-vanadio, NOM-B-284-1973 (ASTM A441).
- Lámina de acero al carbono laminada en caliente, para uso estructural, NOM-B-347-1981 (ASTM A570).

Los informes certificados de las pruebas hechas por el productor del acero, o los informes certificados de las pruebas efectuadas por el fabricante o por un laboratorio de ensayos, de acuerdo con NOM-B-252-1974 (ASTM A6) o NOM-B-266-1981 (ASTM A568), según sea aplicable, y con la especificación correspondiente, constituirán evidencia suficiente de conformidad con una de las normas NOM (ASTM) indicadas. Adicionalmente, el fabricante, si se le solicita, proporcionará una certificación de que el acero estructural suministrado cumple con los requisitos del grado especificado

1.4.1.2 Podrán usarse aceros no identificados, si están libres de imperfecciones superficiales, en partes o detalles de menor importancia, donde el estricto cumplimiento con las propiedades físicas especificadas para el acero y su soldabilidad, no afecten la resistencia de la estructura.

1.4.2 Otros metales

Los aceros fundidos estarán de acuerdo con la última edición de una de las siguientes normas:

- Piezas coladas de acero al carbono de baja y mediana resistencia para aplicación general, NOM-B-352-1976 (ASTM A27).
- Piezas coladas de acero de alta resistencia, NOM-B-353-1977 (ASTM A148)

Los aceros forjados estarán de acuerdo con la última edición de la siguiente norma:

- Forjados de acero al carbono y de aleación, para uso industrial general, ASTM A668.

Los informes certificados de pruebas constituirán suficiente evidencia de que los materiales cumplen con las normas.

1.4.3 Remaches

Los remaches de acero cumplirán con la última edición de la siguiente norma:

- Remaches de acero estructural, ASTM A502.

La certificación del fabricante constituirá evidencia suficiente de que el material cumple con la norma.

1.4.4 Tornillos

Los tornillos de acero cumplirán con la última edición de una de las siguientes normas:

- Sujetadores estándar de acero al bajo carbono, roscados interna o externamente, ASTM A307.
- Tornillos de alta resistencia para conexiones de acero estructural, incluyendo tuercas y arandelas adecuadas, ASTM A325.
- Tornillos y espárragos de acero templado y endurecido, ASTM A449.
- Tornillos de acero de aleación templado y endurecido para conexiones de acero estructural, ASTM A490.

Los tornillos A449 se usarán solamente en conexiones por aplastamiento, que requieren sujetadores de diámetro mayor de 38 mm. El material para tornillos A449 se acepta también para sujetadores de anclaje de alta resistencia y barras redondas roscadas de cualquier diámetro.

La certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de que el material cumple con la norma.

1.4.5 Metal de aportación y fundentes para soldadura

Según el caso, los electrodos y fundentes para soldadura cumplirán con la

última edición de una de las siguientes normas de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS)*:

- Electrodo de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico, NOM-H-77-1983 (AWS A5.1)
- Electrodo de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico, NOM-H-86-1983 (AWS A5.5).
- Electrodo desnudos de acero al bajo carbono y fundentes para soldadura de arco sumergido, AWS A5.17.
- Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco protegido con gas, NOM-H-97-1984 (AWS A5.18).
- Electrodo de acero al carbono para soldadura por arco con electrodo tubular continuo, NOM-H-99-1984 (AWS A5.20).
- Electrodo desnudos de acero de baja aleación y fundentes para soldadura de arco sumergido, AWS 5.23.

La certificación del manufacturero constituirá suficiente evidencia de conformidad con las especificaciones.

1.4.6 Pernos conectores de cortante

Los pernos conectores de cortante cumplirán con los requisitos de los artículos relativos del Código de Soldadura Estructural, AWS D1.1, de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS).

La certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de que el material cumple con el código.

SECCIÓN 1.5 ESFUERZOS PERMISIBLES**

Excepto en lo que se estipula en las Secciones 1.6, 1.7, 1.10, 1.11, 1.16.4 y en la Parte 2, todos los componentes de la estructura serán diseñados de tal manera que los esfuerzos, en kg/cm², no excedan los valores siguientes, excepto para lo que se establece en el Apéndice A. Ver Apéndice D para los esfuerzos permisibles en miembros de peralte variable.

* Estas especificaciones no consideran los requisitos relativos a la tenacidad en muesca del metal de aportación, lo cual no es generalmente necesario para la construcción de edificios. Ver la Sección 1.4 de los Comentarios, Volumen II.

** Ver Apéndice A del Volumen II del Manual IMCA para tablas de valores numéricos para diferentes grados de acero correspondientes a las disposiciones de esta Sección. El Apéndice D aparece en el mismo volumen.

1.5.1 Acero estructural

1.5.1.1 Tensión

Excepto para miembros conectados con pasadores, F_t no excederá de $0.60F_u$ en el área total, ni de $0.50F_u$ en el área neta efectiva.*

Para miembros conectados con pasadores: $F_t = 0.45F_u$ en el área neta.*

Para tensión en partes roscadas: ver Tabla 1.5.2.1.

1.5.1.2 Cortante**

1.5.1.2.1 Exceptuando lo estipulado en las Secciones 1.5.1.2.2 y 1.10.5.2, en el área efectiva de la sección transversal que resiste el esfuerzo cortante:

$$F_v = 0.40 F_u$$

En perfiles laminados y en perfiles armados, el área efectiva para resistir cortante podrá calcularse como el producto del peralte total por el espesor del alma.

1.5.1.2.2 En las conexiones de extremo de vigas, donde el patin superior esté cortado, y en situaciones similares donde puede ocurrir falla por cortante a lo largo de un plano que pase a través de los sujetadores, o por una combinación de cortante a lo largo de un plano que pase a través de los conectores, más tensión a lo largo de un plano perpendicular, en el área efectiva para resistir falla por desgarramiento:

$$F_v = 0.30 F_u$$

El área efectiva es la superficie neta mínima de falla, limitada por los agujeros para tornillos.***

1.5.1.3 Compresión

1.5.1.3.1 En la sección total de miembros cargados en compresión axial, cuya sección transversal cumple con las disposiciones de la Sección 1.9, cuando Kl/r , la mayor relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento no arriostrado como se define en la Sección 1.8, es menor que C_c :

$$F_u = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_u}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \quad (1.5-1)$$

* Para la determinación del área neta efectiva, ver Sección 1.14.

** Ver Sección 1.5.1.2 de los Comentarios, Volumen II.

*** Ver Fig. C 1.5.1.2 de los Comentarios, Volumen II.

en donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

1.5.1.3.2 En la sección total de miembros en compresión axial, cuando Kl/r excede C_c :

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (1.5.2)$$

1.5.1.3.3 En la sección total de arriostramientos y en miembros secundarios cargados axialmente cuando l/r excede 120^*

$$F_{cs} = \frac{F_a \left[\text{según fórmula (1.5.1) ó (1.5.2)} \right]}{1,6 - \frac{l}{200r}} \quad (1.5.3)$$

1.5.1.3.4 En el área total de atesadores de traves armadas de alma llena

$$F_a = 0,60 F_y$$

1.5.1.3.5 En el alma de perfiles laminados, al pie de la unión alma-patín (pandeo del alma debido a cargas concentradas, ver la Sección 1.10.10)

$$F_a = 0,75 F_y$$

1.5.1.4 Flexión

1.5.1.4.1 Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros compactos, laminados en caliente o armados (excepto vigas híbridas), cargados en el plano de su eje menor, simétricos con respecto a dicho eje, y que cumplan con los requisitos de esta sección:

$$F_b = 0,66 F_y$$

Para que un miembro se califique bajo esta sección, debe cumplir con los siguientes requisitos:

1. Los patines estarán unidos continuamente al alma o almas.

* Para este caso, K se considera igual a la unidad

2. La relación ancho/espesor de elementos no atesados del patín en compresión, como se define en la Sección 1.9.1.1, no excederá de:

$$545/\sqrt{F_y}$$

3. La relación ancho/espesor de elementos atesados del patín en compresión, como se define en la Sección 1.9.2.1, no excederá de:

$$1\ 590/\sqrt{F_y}$$

4. La relación peralte/espesor del alma o almas no excederá el valor dado por las fórmulas (1.5-4a) ó (1.5-4b), según sea aplicable.

$$d/t = \frac{5\ 370}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3,74 \frac{f_u}{F_y}\right) \quad \text{cuando } f_u/F_y \leq 0,16 \quad (1.5-4a)$$

$$d/t = 2\ 150/\sqrt{F_y} \quad \text{cuando } f_u/F_y > 0,16 \quad (1.5-4b)$$

5. La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros que no sean circulares o miembros en cajón, no excederá el valor de:

$$\frac{637\ b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{ni de} \quad \frac{1\ 410\ 000}{(d/A_f) F_y}$$

6. La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros de cajón de sección transversal rectangular, cuyo peralte no es mayor de seis veces el ancho y cuyo espesor del patín no es mayor de dos veces el espesor del alma, no excederá el valor de:

$$(137\ 000 + 84\ 400 \frac{M_1}{M_2}) \frac{b}{F_y}$$

excepto que ésta no necesita ser menor de:

$$84\ 400 (b/F_y)$$

7. La relación diámetro/espesor de secciones circulares huecas no excederá de:

$$232\ 000/F_y$$

Excepto para vigas híbridas, las vigas (incluyendo los miembros diseñados con base en la acción compuesta) que satisfagan los requisitos de los Párrafos 1 a 7 mencionados, y sean continuos sobre apoyos o estén rígidamente conectados a columnas por medio de remaches, tornillos de alta resistencia o soldaduras, podrán ser diseñadas para 9/10 de los momentos negativos producidos por cargas gravitacionales, los que son máximos en los puntos de apoyo, siempre que para tales miembros el momento máximo positivo sea incrementado en 1/10 del promedio de los momentos negativos. Esta reducción no procede para momentos generados por cargas aplicadas en voladizos. Si el momento negativo es resistido por una columna rígidamente conectada a la viga, la reducción de 1/10 podrá ser utilizada en el diseño de la columna para la combinación de carga axial y flexión, siempre que el esfuerzo f_a , debido a cualquier carga axial concurrente sobre el miembro, no exceda $0,15 F_u$.

1.5.1.4.2 Los miembros (excepto vigas híbridas) que cumplan con los requisitos de la Sección 1.5.1.4.1, salvo que $b_f/2t_f$ exceda $545/\sqrt{F_y}$, pero menor de $797/\sqrt{F_y}$, podrán ser diseñados sobre la base de un esfuerzo de flexión permisible:

$$F_b = F_y \left[0,79 - 0,000\ 239 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (1.5.5a)$$

1.5.1.4.3 Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros I o H , doblemente simétricos, que cumplan los requisitos de la Sección 1.5.1.4.1, Párrafos 1 y 2, y estén flexionados con respecto a su eje menor; así como barras sólidas cuadradas y redondas; secciones sólidas rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor:

$$F_b = 0,75 F_y$$

Los miembros I y H , doblemente simétricos, flexionados con respecto a su eje menor (excepto vigas híbridas), que cumplan los requisitos de la Sección 1.5.1.4.1, Párrafo 1, salvo que $b_f/2t_f$ exceda $545/\sqrt{F_y}$, pero que sea menor de $797/\sqrt{F_y}$, podrán ser diseñados con base en un esfuerzo permisible de flexión:

$$F_b = F_y \left[1,075 - 0,000\ 596 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (1.5.5b)$$

Las secciones tubulares rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor, y que cumplan con los requisitos de la Sección 1.5.1.4.1, Párrafos 1, 3 y 4, podrán ser diseñadas con base en un esfuerzo permisible de flexión:

$$F_b = 0,66 F_y$$

1.5.1.4.4 Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros en cajón a flexión, cuyo patín en compresión o la relación ancho/espesor del alma no cumplan con los requisitos de la Sección 1.5.1.4.1, pero que esté conforme con los requisitos de la Sección 1.9:

$$F_b = 0,60 F_y$$

Para una sección en cajón, el pandeo lateral por torsión no necesita ser investigado cuando su peralte sea menor de seis veces su ancho. Los requisitos de soporte lateral para secciones en cajón con relación peralte/ancho mayor, deben ser determinados por un análisis especial.

1.5.1.4.5 En las fibras extremas de miembros a flexión, no incluidos en las Secciones 1.5.1.4.1, 1.5.1.4.2, 1.5.1.4.3, ó 1.5.1.4.4:

1. Tensión:

$$F_b = 0,60 F_y$$

2. Compresión:

a) Para miembros que cumplan los requisitos de la Sección 1.9.1.2, que tengan un eje de simetría en el plano del alma y que estén cargados en el plano de ésta y compresión en las fibras extremas de perfiles CE flexionados con respecto a su eje mayor: el mayor de los valores calculados con las fórmulas (1.5-6a) ó (1.5-6b) y (1.5-7), según sea el caso* (a menos que un valor mayor se justifique sobre la base de un análisis más preciso**), pero no mayor de $0,60F_y$.***

$$\text{Cuando: } \sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_y} \leq \sqrt{\frac{3\ 590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

* Sólo la fórmula (1.5.7) es aplicable en perfiles CE.

** Ver Sección 1.5.1.4.5 de los Comentarios, Volumen II, para procedimientos alternos.

*** Ver Sección 1.10 para limitaciones adicionales del esfuerzo en el patín de trabes armadas de alma llena y vigas laminadas.

entonces:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_1)^2}{1\,080 \times 10^3 C_b} \right] F_y \quad (1.5-6a)$$

Cuando: $l/r_1 \geq \sqrt{\frac{3\,590 \times 10^3 C_b}{F_y}}$

entonces:

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(l/r_1)^2} \quad (1.5-6b)$$

Cuando el patín en compresión sea sólido y aproximadamente rectangular en la sección transversal y su área no sea menor que la del patín en tensión:

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{ld/A_1} \quad (1.5-7)$$

En estas fórmulas:

l = distancia entre secciones transversales arriostradas, para evitar el giro o desplazamiento lateral del patín en compresión. Para vigas en voladizo o arriostradas para evitar el giro sólo en el apoyo, l puede ser tomada conservadoramente como su longitud real, en cm.

r_1 = Radio de giro de una sección que comprende el patín en compresión más un tercio del área del alma en compresión tomada con respecto a un eje en el plano del alma, en cm.

A_1 = Área del patín en compresión, en cm^2 .

C_b = $1,75 + 1,05 (M_1/M_2) + 0,3 (M_1/M_2)^2$, pero no mayor de 2,3* donde M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud no arriostrada, tomados respecto al eje mayor del miembro, y esta relación M_1/M_2 , es positiva cuando M_1

y M_2 tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble), y negativa cuando estos tienen signos opuestos (flexión con curvatura simple). Cuando el momento de flexión en cualquier punto de la longitud no arriostrada, es mayor que en cualquiera de los extremos, el valor de C_b se tomará como la unidad. Cuando se calcule F_{bc} y F_{bv} para usarse en la fórmula (1.6-1a), C_b puede calcularse por la fórmula dada anteriormente para marcos propensos a traslación de juntas, y se tomará como la unidad para marcos arriostrados que eviten la traslación de las juntas. C_b podrá tomarse conservadoramente como la unidad para vigas en voladizo.

Para vigas híbridas, F_y para las fórmulas (1.5-6a) y (1.5-6b) es el esfuerzo de fluencia del patín en compresión. La fórmula (1.5-7) no se aplicará a vigas híbridas.

b) Para miembros que cumplan los requisitos de la Sección 1.9.1.2, pero no incluidos en el Párrafo 2a de esta sección:

$$F_b = 0,60 F_y$$

siempre que las secciones flexionadas con respecto a su eje mayor estén arriostradas lateralmente en la región del esfuerzo de compresión, a intervalos no mayores de:

$$637b_f/\sqrt{F_y}$$

1.5.1.5 Aplastamiento

1.5.1.5.1 En el área de contacto de superficies alisadas, y en los extremos de atiesadores de carga ajustados; en el área proyectada de agujeros escareados, taladrados o barrenados para pasadores:

$$F_p = 0,90 F_y^*$$

1.5.1.5.2 En rodillos de expansión y en balancines, en kg/cm:

$$F_p = \left(\frac{F_y - 914}{1\,400} \right) 46d$$

donde d es el diámetro del rodillo o del balancín, en cm.

* Cuando las partes en contacto tengan distinto esfuerzo de fluencia, F_y tendrá el valor menor.

* C_b podrá tomarse conservadoramente como la unidad. Para valores menores, ver Apéndice A, Tabla 7, Volumen II

1.5.1.5.3 En el área proyectada de tornillos y remaches en juntas a cortante *

$$F_p = 1.5 F_u$$

donde F_u es la resistencia mínima a la tensión de las partes conectadas, en kg/cm^2 .

1.5.2 Remaches, tornillos y partes roscadas**

1.5.2.1 Los esfuerzos permisibles de tensión y cortantes en remaches, tornillos y partes roscadas serán los indicados en la Tabla 1.5.2.1, en kg/cm^2 , se aplicarán en el área del cuerpo nominal del remache (antes de colocar) o de la porción sin rosca de tornillos y partes roscadas, excepto para barras de rosca sobrepuesta (ver Tabla 1.5.2.1, Nota C).

Los tornillos de alta resistencia requeridos para soportar cargas aplicadas por medio de tensión directa, se diseñarán de manera que su esfuerzo de tensión promedio calculado con relación al área nominal del tornillo e independientemente de la fuerza inicial de apriete, no exceda el esfuerzo apropiado dado en la Tabla 1.5.2.1. La carga total aplicada será la suma de la carga externa más cualquier tensión resultante de la acción de palanca producida por las deformaciones de las partes unidas.

1.5.2.2 El diseño de remaches, tornillos y partes roscadas sujetos a fatiga por carga, estará de acuerdo con el Apéndice B, Sección B3, Volumen II.

1.5.3 Soldaduras

Las soldaduras deberán diseñarse para satisfacer los requisitos de la Tabla 1.5.3, excepto en los casos modificados por lo dispuesto en la Sección 1.7.

1.5.4 Aceros fundidos y aceros forjados

Donde sea aplicable, los esfuerzos permisibles serán los mismos estipulados en la Sección 1.5.1.

1.5.5 Aplastamiento sobre mampostería y concreto

Cuando no existan códigos de reglamentación, se aplicarán los esfuerzos siguientes:

* Para separaciones mínimas y distancias al borde mínimas, ver Sección 1.16.4 y 1.16.5

** Para los esfuerzos permisibles de aplastamiento en las uniones con conexiones por aplastamiento, atorilladas o remachadas, ver Sección 1.5.1.5.3

Tabla 1.5.2.1 Esfuerzos permisibles en sujetadores, en kg/cm^2

Descripción de los sujetadores	Tensión permisible ^g (F_t)	Constante permisible ^e (F_c)			Conexiones por aplastamiento ^f
		Conexiones por fricción ^{**}			
		Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos	Agujeros alargados largos	
Remaches A502, Grado 1, colocados en caliente	1 620 ^g				1 230 ^h
Remaches A502, Grados 2 y 3, colocados en caliente	2 010 ^g				1 550 ^h
Tornillos A307	1 410 ^g				700 ^{h,i}
Partes roscadas que cumplen los requisitos de las Secciones 1.4.1 y 1.4.4 y tornillos A449 que cumplan los requisitos de la Sección 1.4.1, cuando las roscas están dentro de los planos de corte	$0.34F_u^{a,b}$				$0.17F_u^h$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de las Secciones 1.4.1 y 1.4.4 y tornillos A449 que cumplen los requisitos de la Sección 1.4.1 cuando las roscas están fuera de los planos de corte	$0.33F_u^{a,b}$				$0.22F_u^h$
Tornillos A325 cuando las roscas están dentro de los planos de corte	3 090 ^d	1 230	1 050	880	1 480 ^h
Tornillos A325 cuando las roscas están fuera de los planos de corte	3 090 ^d	1 230	1 050	880	2 110 ^h
Tornillos A490 cuando las roscas están dentro de los planos de corte	3 800 ^d	1 550	1 340	1 120	1 970 ^h
Tornillos A490 cuando las roscas están fuera de los planos de corte	3 800 ^d	1 550	1 340	1 120	2 810 ^h

^a Solamente para carga estática.
^b Roscas perñudas en los planos de corte.
^c La capacidad en tensión de la parte rosca de una barra de rosca sobrepuesta, basada en el área de la sección transversal, A_n , en su diámetro mayor de rosca, será mayor que el área del cuerpo nominal de la barra antes de sobreponele la rosca, multiplicada por 0.60 F_u .
^d Para tornillos A325 y A490 sujetos a fatiga por cargas de tensión, ver Apéndice B, Sección B3, Volumen II.
^e Cuando lo especifique el diseñador, el esfuerzo cortante permisible F_c para conexiones por fricción que tengan condiciones de superficie de contacto especial, podrá incrementarse por el valor dado en el Apéndice E, Volumen II.
^f Cuando las conexiones por aplastamiento usadas para empalar miembros en tensión, tienen una disposición de sujetadores cuya longitud medida paralelamente a la línea de la fuerza, excede 1 270 mm, los valores tabulados se reducen en un 20%.
^g Ver Sección 1.5.6.
^h Ver Apéndice A, Tabla 2, Volumen II, para los valores específicos de las especificaciones de acero NOM y ASTM.
ⁱ Para limitaciones en el uso de agujeros sobredimensionados y alargados, ver Sección 1.2.4.1.

Tabla 1.5.3 Esfuerzos permisibles en soldaduras

Tipo de soldadura y esfuerzo ^a	Esfuerzo permisible	Resistencia requerida de la soldadura ^{b,c}
<i>Soldadura de ranura de penetración completa</i>		
Tensión perpendicular al área efectiva	Igual a la del metal base	Debe usarse metal de soldadura compatible
Compresión perpendicular al área efectiva	Igual a la del metal base	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Igual a la del metal base	
Cortante en el área efectiva	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm ² , excepto que el esfuerzo cortante en el metal base no exceda el 40% del esfuerzo de fluencia del metal base	
<i>Soldadura de ranura de penetración parcial^d</i>		
Compresión perpendicular al área efectiva	Igual a la del metal base	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Igual a la del metal base	
Cortante paralelo al eje de la soldadura	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm ² , excepto que el esfuerzo cortante en el metal base no exceda el 40% del esfuerzo de fluencia del metal base	
Tensión perpendicular al área efectiva	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm ² , excepto que el esfuerzo de tensión en el metal base no exceda el 60% del esfuerzo de fluencia del metal base	
<i>Soldadura de filete</i>		
Cortante en el área efectiva	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm ² , excepto que el esfuerzo cortante en el metal base no exceda el 40% del esfuerzo de fluencia del metal base	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Igual a la del metal base	
<i>Soldadura de tapón y en agujeros alargados</i>		
Cortante paralelo a las superficies de contacto, en el área efectiva	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm ² , excepto que el esfuerzo cortante en el metal base no exceda el 40% del esfuerzo de fluencia del metal base	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible

^a Para la definición del área efectiva, ver Sección 1.14b.^b Para el metal de soldadura compatible, ver Tabla 1.11, AWS D11.^c Se permite un metal de soldadura con resistencia mayor que la del metal de la soldadura compatible.^d Ver Sección 1.10^c para una limitación en el uso de uniones de soldadura de ranura de penetración parcial.^e La soldadura de filete y la soldadura de ranura de penetración parcial que unen los elementos componentes de miembros articulados, tal como la unión del alma al patín, se pueden diseñar sin considerar el esfuerzo de compresión o de tensión en aquellos elementos paralelos al eje de la soldadura.Sobre piedra arenisca y caliza $F_p = 28,1 \text{ kg/cm}^2$ Sobre ladrillos con mortero de cemento $F_p = 17,6 \text{ kg/cm}^2$ Sobre el área total de un apoyo de concreto $F_p = 0,35 f'_c$ Sobre menos del área total de un apoyo de concreto $F_p = 0,35 f'_c \sqrt{A_2/A_1} \leq 0,7 f'_c$

en donde:

 f'_c = resistencia a la compresión especificada del concreto, en kg/cm². A_1 = área de aplastamiento, en cm². A_2 = área total de la sección transversal del apoyo de concreto, en cm².

1.5.6 Esfuerzos causados por viento y sismo

Los esfuerzos permisibles podrán ser incrementados en un tercio por encima de los valores anteriormente previstos, cuando sean producidos por cargas de viento o sismo, actuando solas o en combinación con las cargas muertas y vivas de diseño, siempre y cuando la sección calculada sobre esta base no sea menor que la requerida para el diseño por las cargas vivas o muertas e impacto (si lo hubiera), calculados sin el tercio de incremento del esfuerzo, y siempre que los esfuerzos no requieran calcularse sobre la base de factores de reducción aplicados a combinaciones de las cargas de diseño. El aumento de esfuerzo antes indicado no se aplica a los intervalos de esfuerzos permisibles previstos en el Apéndice B, Volumen II.

SECCIÓN 1.6 ESFUERZOS COMBINADOS

1.6.1 Compresión axial y flexión (flexocompresión)

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de compresión axial y a esfuerzos de flexión, deben estar diseñados de manera que satisfagan las condiciones siguientes:

$$\frac{f_u}{F_u} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_u}{F'_{cx}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_u}{F'_{cy}}\right) F_{by}} \leq 1,0 \quad (1.6-1a)$$

$$\frac{f_u}{0,60 F_u} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0 \quad (1.6-1b)$$

Cuando $f_u/F_u \leq 0,15$, podrá usarse la fórmula (1.6-2) en lugar de las fórmulas (1.6-1a) y (1.6-1b).

$$\frac{f_u}{F_u} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0 \quad (1.6-2)$$

En las fórmulas (1.6-1a), (1.6-1b) y (1.6-2), los subíndices x y y combinados con los subíndices b , m y e , indican el eje de flexión alrededor del cual se aplica un esfuerzo en particular o una propiedad de diseño, y en donde:

F_u = esfuerzo de compresión axial permisible si sólo existiera fuerza axial, en kg/cm^2 .

F_b = esfuerzo de compresión por flexión permisible si sólo existiera momento de flexión, en kg/cm^2 .

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl_e/r_e)^2}$$

= esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad, en kg/cm^2 .

En la fórmula para F'_e , l_e es la longitud real sin arriostramiento en el plano de flexión y r_e es el radio de giro correspondiente. K es el factor de longitud efectiva en el plano de flexión. Como en el caso de F_u , F_b y $0,60 F_u$, F'_e podrá incrementarse en un tercio de acuerdo con la Sección 1.5.6.

f_u = esfuerzo axial calculado, en kg/cm^2 .

f_b = esfuerzo de compresión por flexión calculado en el punto considerado, en kg/cm^2 .

C_m = coeficiente cuyo valor será.

1. Para miembros en compresión en marcos sujetos a desplazamiento lateral, $C_m = 0,85$
2. Para miembros en compresión con extremos restringidos, en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión,

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2}, \text{ pero no menor de } 0,4$$

en donde M_1/M_2 es la relación del momento menor al mayor, en los extremos de la parte del miembro no arriostrada, en el plano de flexión. M_1/M_2 es positiva cuando el miembro está flexionado en curvatura doble y negativa cuando está flexionado en curvatura simple.

3. Para miembros en compresión en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral en el plano de la carga y sujetos a carga transversal entre sus apoyos, el valor de C_m puede determinarse por un análisis racional, sin embargo, en lugar de dicho análisis, pueden emplearse los valores siguientes

$C_m = 0,85$ para miembros cuyos extremos están restringidos.

$C_m = 1,0$ para miembros cuyos extremos no están restringidos.

1.6.2 Tensión axial y flexión (flexotensión)

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de tensión axial y a flexión, deben estar diseñados en toda su longitud para satisfacer los requisitos de la fórmula (1.6-1b), donde f_b es el esfuerzo de tensión por flexión calculado. Sin embargo, el esfuerzo de compresión por flexión calculado, tomado aisladamente, no debe exceder el valor aplicable según la Sección 1.5.1.4.

1.6.3 Cortante y tensión

Los remaches y tornillos sometidos a cortante y a tensión combinados, deben diseñarse para que el esfuerzo de tensión, F_t , en kg/cm^2 , sobre el área nominal del cuerpo A_n , producido por fuerzas en las partes sujetas, no exceda los valores calculados con las fórmulas de la Tabla 1.6.3, donde f_v , esfuerzo cortante producido por dichas fuerzas, no debe exceder el esfuerzo cortante especificado en la Sección 1.5.2. Cuando los esfuerzos permisibles se incrementen para cargas de viento o de sismo de acuerdo con la Sección 1.5.6, las constantes

Tabla 1.6.3. Esfuerzos permisibles de tensión (F_t) para sujetadores en conexiones por aplastamiento

Descripción del sujetador	Rosca dentro del plano de corte	Rosca fuera del plano de corte
Barras roscaadas		
Tornillos A149 de max de 38 mm de diametro	$0,43 F_u - 1,8 f_v \leq 0,33 F_u$	$0,43 F_u - 1,4 f_v \leq 0,33 F_u$
Tornillos A325	$3870 - 1,8 f_v \leq 3090$	$3870 - 1,4 f_v \leq 3090$
Tornillos A190	$1780 - 1,8 f_v \leq 3800$	$1780 - 1,4 f_v \leq 3800$
Remaches A302 Grado 1	$2110 - 1,3 f_v \leq 1620$	
Remaches A302 Grados 2 y 3	$2670 - 1,3 f_v \leq 2010$	
Tornillos A307	$1840 - 1,8 f_v \leq 1110$	

en las fórmulas que aparecen en la Tabla 1.6 3, deben incrementarse en un tercio, pero sin incrementar el coeficiente aplicado a f_t .

Para tornillos A325 y A490 empleados en conexiones que trabajan por fricción, el esfuerzo cortante máximo permitido en la Tabla 1.5 2.1, debe multiplicarse por el factor de reducción $(1 - f_t A_b / T_b)$, donde f_t es el esfuerzo promedio de tensión debido a una carga directa aplicada en todos los tornillos de una conexión y T_b es la carga de tensión inicial especificada del tornillo * Cuando se incrementen los esfuerzos permisibles por tratarse de cargas de sismo o de viento, de acuerdo con las disposiciones de la Sección 1.5 6, el esfuerzo cortante permisible reducido también debe ser incrementado en un tercio.

SECCIÓN 1.7 MIEMBROS Y CONEXIONES SOMETIDOS A VARIACIONES REPETIDAS DE ESFUERZO (FATIGA)

1.7.1 Generalidades

La fatiga, como se entiende en estas especificaciones, se define como el daño que, después de un cierto número de fluctuaciones de esfuerzo, puede terminar en fractura. El intervalo de esfuerzos se define como la magnitud de estas fluctuaciones. En caso de inversión de esfuerzos, el intervalo debe considerarse como la suma numérica de esfuerzos máximos repetidos de tensión y de compresión, o, como la suma de esfuerzos cortantes máximos en direcciones opuestas en un punto dado, que resultan de diferentes distribuciones de carga viva.

En construcciones comunes son pocos los miembros o conexiones que necesitan ser diseñados por fatiga, puesto que la mayoría de los cambios de carga en dichas estructuras ocurren pocas veces, o solamente producen pequeñas fluctuaciones de esfuerzos. Las cargas de diseño totales de viento o de sismo se presentan con tan poca frecuencia que no ameritan consideración alguna para diseñar por fatiga. Sin embargo, los carriles de grúas puente y las estructuras de apoyo de maquinaria y equipo, a veces están sujetas a cargas que producen fatiga.

1.7.2 Diseño por fatiga

Los miembros y sus conexiones sometidos a cargas que producen fatiga deben ser diseñados de acuerdo con las disposiciones del Apéndice B, Volumen II.

* Ver "Tensión Mínima en Tornillos", Tabla 1.23.5

SECCIÓN 1.8 ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ

1.8.1 Generalidades

Una estructura en su totalidad y cada uno de sus miembros deberán ser estables. En el diseño deberán tomarse en cuenta los efectos significativos de las cargas que resultan de la deformación de la estructura o de los elementos individuales del sistema que soporta las cargas laterales, incluyendo los efectos sobre vigas, columnas, arriostramientos, conexiones y muros de cortante.

Para determinar la relación de esbeltez de un miembro cargado en compresión axial, Kl será su longitud efectiva y r el radio de giro correspondiente, excepto lo estipulado en la Sección 1.5.1.3.3.

1.8.2 Marcos arriostrados (desplazamiento lateral impedido)

El factor de longitud efectiva, K , para miembros a compresión de armaduras y de aquellos marcos cuya estabilidad lateral se logra mediante una adecuada unión con arriostramientos en diagonal, muros de cortante, una estructura adyacente que tenga estabilidad lateral adecuada, losas de piso o de techo fijadas horizontalmente por muros o por arriostramientos paralelos al plano del marco, será tomado como la unidad, a menos que un estudio demuestre que puede usarse un valor menor.

1.8.3 Marcos no arriostrados (desplazamiento lateral permitido)

En marcos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a la flexión de las vigas y columnas unidas rigidamente, la longitud efectiva, Kl , de los miembros en compresión, se determinará por un método racional, y no será menor que la longitud no arriostrada.

1.8.4 Relaciones máximas de esbeltez

La relación de esbeltez, Kl/r , de miembros en compresión no excederá de 200.

La relación de esbeltez, l/r , de miembros en tensión que no sean barras, preferiblemente no excederá de:

Para miembros principales	240
Para miembros del arriostramiento lateral y otros secundarios	300

SECCIÓN 1.9 RELACIONES ANCHO-ESPESOR

1.9.1 Elementos en compresión no atiesados

1.9.1.1 Los elementos en compresión no atiesados son aquellos que tienen un borde libre paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión. El ancho de las placas no atiesadas se tomará desde el borde libre hasta la primera fila de sujetadores o soldaduras; el ancho de los lados de ángulos y de los patines de perfiles CE, así como el del alma de secciones en T , se tomará como la dimensión total nominal; el ancho de los patines de los perfiles I y T se tomará como la mitad del ancho total nominal. El espesor de un patín de espesor variable se medirá a la mitad de la distancia entre su borde libre y la cara correspondiente del alma.

1.9.1.2 Los elementos no atiesados sometidos a compresión axial o a compresión debida a la flexión, se considerarán como totalmente efectivos cuando la relación ancho/espesor no sea mayor de

$640/\sqrt{F_y}$ en puntales formados por un ángulo o dos ángulos con separadores.

$800/\sqrt{F_y}$ en puntales formados por dos ángulos en contacto; ángulos o placas en compresión que sobresalgan de las trabes, columnas u otros miembros en compresión; patines en compresión de vigas; atiesadores de trabes armadas de alma llena.

$1\ 060/\sqrt{F_y}$ en almas de perfiles T

Cuando la relación ancho/espesor excede estos valores, el esfuerzo de diseño se regirá por las disposiciones del Apéndice C, Volumen II.

1.9.2 Elementos en compresión atiesados

1.9.2.1 Los elementos en compresión atiesados son aquellos que están soportados lateralmente a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo de compresión. Su ancho es igual a la distancia entre las líneas más cercanas de sujetadores o soldaduras, o entre las raíces de los patines, en el caso de secciones laminadas.

1.9.2.2 Los elementos atiesados sometidos a compresión axial, o a compresión uniforme debida a la flexión, como en el caso del patín de un miembro de flexión,* son considerados totalmente efectivos mientras la relación ancho/espesor no sea mayor de:

* Las almas de miembros flexionados están cubiertas por las disposiciones de las Secciones 1.10.2 y 1.10.6 y no están sujetas a las disposiciones de esta sección.

$2\ 000/\sqrt{F_y}$ en los patines de sección en cajón, cuadradas y rectangulares y de espesor uniforme.

$2\ 660/\sqrt{F_y}$ en el ancho no apoyado de cubreplacas perforadas con una serie de agujeros de acceso.*

$2\ 120/\sqrt{F_y}$ en cualquier otro elemento atiesado en compresión uniforme.

Cuando la relación ancho/espesor exceda estos valores, excepto en el caso de cubreplacas perforadas, el diseño se regirá por las disposiciones del Apéndice C, Volumen II.

1.9.2.3 Los elementos tubulares circulares, sometidos a compresión axial son totalmente efectivos cuando la relación del diámetro exterior al espesor de pared no sea mayor de $232\ 000/F_y$. Para relaciones mayores de $232\ 000/F_y$, pero menores de $914\ 000/F_y$, ver Apéndice C, Volumen II.

SECCIÓN 1.10 TRABES ARMADAS DE ALMA LLENA Y VIGAS LAMINADAS

1.10.1 Diseño

En general, las dimensiones de las trabes armadas de alma llena, remachadas o soldadas, de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldadas, se diseñarán tomando como base el momento de inercia de su sección total. No se harán deducciones por agujeros para tornillos o remaches de taller o de campo en el área de los patines, excepto en los casos en que la reducción por estos agujeros, calculada de acuerdo con lo previsto en la Sección 1.14.2, exceda del 15% de la sección total del patín, en cuyo caso el excedente se deducirá.

Las vigas híbridas podrán diseñarse con el momento de inercia de su sección total,** sujeto a las disposiciones aplicables de la Sección 1.10, siempre que no se requiera resistir una fuerza axial mayor de $0,15 F_y$ veces el área de la sección total, siendo F_y el esfuerzo de fluencia del material del patín. Para considerar una viga como híbrida, sus patines en cualquier sección deberán tener la misma área y estar hechos del mismo tipo de acero, diferente al tipo de acero del alma.

1.10.2 Alma

El cociente obtenido al dividir la distancia libre entre patines, entre el espesor del alma, no excederá de:

* El área neta de la placa se supone en la sección del agujero mayor para calcular el esfuerzo de compresión.

** No se establece ningún límite de los esfuerzos en el alma producidos por el momento de flexión para el que se diseña la viga híbrida, excepto como se prevé en la Sección 1.7 y en el Apéndice B, Volumen II.

$$\frac{984\ 000}{\sqrt{F_y (F_y + 1160)}}$$

Excepto cuando se usen atiesadores transversales, con separaciones no mayores de una y media veces el peralte de la trabe o viga, la relación límite podrá ser $16\ 800/\sqrt{F_y}$, donde F_y es el esfuerzo de fluencia del patín en compresión.

1.10.3 Patines

El espesor de las partes salientes de los patines cumplirá con los requisitos de la Sección 1.9.1.2.

Los patines de las trabes o vigas soldadas de alma llena se podrán variar de espesor o ancho empalmando una serie de placas o usando cubreplacas.

El área total de la sección de las cubreplacas de trabes remachadas de alma llena no excederá el 70% del área total del patín.

1.10.4 Desarrollo del patín

Los remaches, tornillos de alta resistencia o soldaduras que unen el patín al alma o bien la cubreplaca al patín, se diseñarán para resistir el cortante horizontal total resultante de las fuerzas que producen flexión en la viga. La distribución longitudinal de estos remaches, tornillos o soldaduras intermitentes se hará en proporción a la magnitud del cortante. Sin embargo, la separación longitudinal no excederá de la máxima permitida para miembros en compresión o en tensión según se indica en las Secciones 1.18.2.3 ó 1.18.3.1 respectivamente. Además los remaches, tornillos o soldaduras que unen el patín al alma serán diseñados para transmitir al alma cualquier carga aplicada directamente al patín, a menos que se tomen medidas para transmitir dichas cargas mediante apoyo directo.

Las cubreplacas de longitud parcial se prologarán más allá del punto teórico de corte. La porción prolongada se fijará al patín por medio de remaches, tornillos de alta resistencia (conexiones por fricción) o soldaduras de filete. Estas conexiones se diseñarán para que, sin exceder de los esfuerzos permisibles indicados en las Secciones 1.5.2, 1.5.3 ó 1.7, desarrollen la parte de los esfuerzos de flexión correspondiente a la cubreplaca en el punto teórico de corte.

Cuando las cubreplacas son soldadas, se prolongarán más allá del punto teórico de corte una distancia a' que será.

1. Igual al ancho de la cubreplaca, cuando hay una soldadura continua transversal de tamaño igual o mayor que las tres cuartas partes del espesor de la cubreplaca en el extremo de ésta, y soldaduras continuas en sus dos bordes en la longitud a' .

2. Igual a una y media veces el ancho de la cubreplaca, cuando hay una soldadura continua transversal menor que las tres cuartas partes del espesor de la cubreplaca en el extremo de ésta, y soldaduras continuas en sus dos bordes en la longitud a' .
3. Igual a dos veces el ancho de la cubreplaca, cuando no hay soldadura transversal en el extremo de la cubreplaca, pero sí soldaduras continuas en sus dos bordes en la longitud a' .

1.10.5 Atiesadores

1.10.5.1 Se colocarán pares de atiesadores de carga en las almas de trabes armadas de alma llena, en todos los puntos en que se aplican fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones. No será necesario poner atiesadores en los extremos de las trabes o vigas que estén conectados a otros elementos de la estructura de manera que se evite la deformación de su alma, ni bajo cargas concentradas cuando no sean necesarios de acuerdo con lo estipulado en la Sección 1.10.10. Estos atiesadores tendrán contacto con el patín o los patines, a través de los cuales reciben sus cargas o reacciones, y deben llegar casi hasta el borde de los patines, sean éstos de placa o ángulos. Estos atiesadores se diseñarán como columnas, de acuerdo con las disposiciones de la Sección 1.5.1, y se supone que la sección de la columna está formada por el par de atiesadores y una franja del alma, ubicada centralmente, de ancho no mayor de 25 veces su espesor para atiesadores interiores, o no mayor de 12 veces su espesor cuando los atiesadores están colocados en el extremo del alma. La longitud efectiva no será considerada menor que tres cuartas partes de la longitud de los atiesadores para calcular la relación l/r . Solamente se considerarán como apoyos efectivos aquellas partes del atiesador que queden fuera del filete laminado o de soldadura entre el patín y el alma de la viga.

1.10.5.2 No se colocarán pares de atiesadores cuando el esfuerzo cortante promedio máximo f_v en el alma, en kg/cm^2 , calculado para cualquier condición de carga completa o parcial, no exceda el valor dado por la fórmula (1.10-1).

$$F_v = \frac{F_y}{2,89} (C_v) \leq 0,40 F_y \quad (1.10-1)$$

en donde:

$$C_v = \frac{3\ 160\ 000\ k}{F_y (h/t)^2}, \text{ cuando } C_v \leq 0,8$$

$$C_v = \frac{1\ 590}{h/t} \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \text{ cuando } C_v > 0,8$$

$$k = 4,00 + \frac{5,34}{(a/h)^2}, \text{ cuando } a/h \leq 1,0$$

$$k = 5,34 + \frac{4,00}{(a/h)^2}, \text{ cuando } a/h > 1,0$$

t = espesor del alma, en cm.

a = distancia libre entre atiesadores transversales, en cm.

h = distancia libre entre patines de la sección analizada, en cm.

Como alternativa, si se colocan atiesadores intermedios en vigas que no sean híbridas, espaciados para satisfacer las disposiciones de la Sección 1.10.5.3, y si $C_v \leq 1$, podrá usarse el esfuerzo cortante permisible dado por la fórmula (1.10-2), en vez del valor indicado por la fórmula (1.10-1).

$$F_v = \frac{F_1}{2,89} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1,15 \sqrt{1 + (ah)^2}} \right] \leq 0,40 F_1 \quad (1.10-2)^*$$

1.10.5.3 Sujeto a las limitaciones de la Sección 1.10.2, no se requerirán atiesadores intermedios cuando la relación h/t es menor de 260 y el esfuerzo cortante máximo en el alma f_v , es menor que el permitido por la fórmula (1.10-1).

Cuando se requieran atiesadores intermedios, su espaciamiento será tal que el esfuerzo cortante en el alma no exceda el valor de F_v dado por las fórmulas (1.10-1) ó (1.10-2), la que sea aplicable, y la relación a/h no excederá $[260/(h/t)]^2$ ni de 3,0.

En vigas o trabes diseñadas sobre la base de la acción del campo de tensión, los tableros extremos, los tableros con agujeros grandes y los tableros adyacentes a éstos, tendrán sus atiesadores separados a una distancia tal que f_v no exceda el valor dado por la fórmula (1.10-1).

1.10.5.4 El momento de inercia con referencia a un eje en el plano del alma, de un par de atiesadores intermedios o de un atiesador intermedio simple, no será menor de $(h/50)^4$.

El área de la sección transversal de un atiesador o de un par de atiesadores intermedios, en cm^2 , separados como lo requiere la fórmula (1.10-2), será mayor o igual que la calculada por la fórmula (1.10-3)

$$A_v = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(ah)^2}{\sqrt{1 - (ah)^2}} \right] YDht \quad (1.10-3)$$

* La fórmula (1.10-2) reconoce la contribución del campo de tensión. Para valores de F_v dados por esta fórmula, ver Apéndice A, Tabla 10, Volumen II

en donde:

C_v , a , h y t , están definidos en la Sección 1.10.5.2.

Y = cociente entre el esfuerzo de fluencia del acero del alma y el esfuerzo de fluencia del acero del atiesador.

$D = 1,0$ para un par de atiesadores.

= 1,8 para atiesadores formados por un ángulo.

= 2,4 para atiesadores formados por una placa.

Cuando el esfuerzo cortante máximo, f_v , en un tablero sea menor que el permitido por la fórmula (1.10-2), el área total podrá ser reducida en igual proporción.

Cuando se requieran atiesadores intermedios se conectarán para poder transmitir una fuerza cortante total no menor que la calculada por la fórmula (1.10-4), expresada en kilogramos por cada centímetro de longitud de un atiesador sencillo o de un par de atiesadores.

$$f_{vv} = h \sqrt{\left(\frac{F_1}{1400} \right)^2} \quad (1.10-4)$$

en donde:

F_v = esfuerzo de fluencia del acero del alma.

Esta transferencia de fuerza cortante podrá ser reducida en la misma proporción en que el esfuerzo cortante máximo calculado, f_v , en los tableros adyacentes, sea menor que el permitido por la fórmula (1.10-2). Sin embargo, los remaches y soldaduras en los atiesadores intermedios que se requieran para transmitir al alma una carga concentrada o una reacción, se diseñarán para poder transmitir como mínimo la carga o reacción.

Los atiesadores intermedios podrán dejarse separados del patín en tensión, siempre que el apoyo no sea necesario para transmitir una carga concentrada o reacción. La soldadura que une los atiesadores intermedios al alma no deberá llegar hasta la soldadura que une patín y alma. La distancia entre la soldadura de los atiesadores y la soldadura alma/patín será de 4 a 6 veces el espesor del alma. La soldadura que une los atiesadores al alma deberá llegar hasta el extremo de los atiesadores.

Cuando el patín en compresión sea una placa rectangular y los atiesadores sean sencillos, entonces deberán unirse los atiesadores al patín para evitar que éste se deforme por torsión.

Cuando el patín en compresión no sea de ángulos y se conecten arriostros laterales a un atiesador o a un par de atiesadores, éstos se unirán al patín para transmitir el 1% de la fuerza total de compresión en el patín.

Los remaches que unen los atiesadores al alma de la trabe o viga no estarán separados más de 30 cm, centro a centro. Si se emplea soldadura de filete intermitente, la distancia libre entre soldaduras no será mayor de 16 veces el espesor del alma ni más de 25 cm.

1.10.6 Reducción del esfuerzo en el patín

Cuando la relación altura/espesor del alma exceda de $6\,370/\sqrt{F_b}$, el esfuerzo de flexión máximo en el patín en compresión no excederá de:

$$F_b' \leq F_b \left[1.0 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{6\,370}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \quad (1.10.5)$$

en donde:

F_b = esfuerzo de flexión, en kg/cm^2 , según la Sección 1.5.1.4.

A_w = área del alma, en cm^2 , de la sección que se analiza.

A_f = área del patín en compresión, en cm^2 .

El esfuerzo máximo en cualquiera de los patines de una viga híbrida, no excederá el valor dado por la fórmula (1.10.5), ni por la siguiente fórmula:

$$F_b' \leq F_b \left[\frac{12 + \left(\frac{A_w}{A_f} \right) (3\alpha - \alpha^3)}{12 + 2 \left(\frac{A_w}{A_f} \right)} \right] \quad (1.10.6)$$

en donde:

α = cociente entre el esfuerzo de fluencia del alma y el esfuerzo de fluencia del patín.

1.10.7 Combinación de esfuerzos cortantes y de tensión

Las trabes armadas de alma llena que dependen de la acción del campo de tensión, como se dispone en la fórmula (1.10.2), serán diseñadas para que el esfuerzo de tensión por flexión, debido al momento en el plano del alma de la trabe o viga, no exceda $0.60F_v$, ni de:

$$\left(0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v} \right) F_v \quad (1.10.7)$$

en donde:

f_v = esfuerzo cortante promedio en el alma (fuerza cortante total dividida entre el área del alma), en kg/cm^2 .

F_v = esfuerzo cortante permisible en el alma, en kg/cm^2 , de acuerdo con la fórmula (1.10.2).

1.10.8 Empates

Los empates a tope en trabes armadas de alma llena y de vigas laminadas, con soldadura de penetración completa, desarrollarán el total de la capacidad de carga de la menor de las secciones unidas. Cuando se utilizan otros tipos de empate a tope en trabes armadas de alma llena y vigas laminadas, se deberá desarrollar la resistencia requerida para soportar los esfuerzos en el punto de unión.

1.10.9 Fuerzas horizontales

Los patines de trabes armadas de alma llena y vigas laminadas que soporten grúas u otras cargas móviles, serán diseñadas para resistir las fuerzas horizontales producidas por dichas cargas (ver Sección 1.3.4).

1.10.10 Pandeo del alma

1.10.10.1 Las almas de trabes armadas de alma llena y de vigas laminadas se diseñarán de manera que el esfuerzo de compresión al pie de los filetes de la unión del alma al patín, que resulten de cargas concentradas no soportadas por atiesadores, no exceda de $0.75F_v$; de lo contrario, se colocarán atiesadores. Las fórmulas que gobiernan son:

Para cargas interiores:

$$\frac{R}{t(N + 2k)} \leq 0.75 F_v \quad (1.10.8)$$

Para reacciones extremas:

$$\frac{R}{t(N + k)} \leq 0.75 F_v \quad (1.10.9)$$

en donde:

R = carga concentrada o reacción, en kg .

t = espesor del alma, en cm .

N = longitud de apoyo (no menor que k para reacciones en los extremos), en cm.

k = distancia desde la cara externa del patín hasta el pie del filete de la unión del alma al patín, en cm.

1.10.10.2 Las almas de traves armadas de alma llena se deberán diseñar de manera que la suma de los esfuerzos de compresión resultantes de cargas concentradas y de cargas distribuidas, que se aplican directamente sobre la placa del patín en compresión, y que no están soportadas directamente por atiesadores, no exceda de los siguientes valores:

$$\left[5.5 + \frac{4}{(a/h)^2} \right] \frac{703\,000}{(h/t)^2} \text{ kg/cm}^2 \quad (1\,10\,10)$$

cuando el patín está restringido contra la rotación, ni de:

$$\left[2 + \frac{4}{(a/h)^2} \right] \frac{703\,000}{(h/t)^2} \text{ kg/cm}^2 \quad (1\,10\,11)$$

cuando el patín no está restringido contra la rotación.

Estos esfuerzos se calcularán como sigue

1. Las cargas concentradas, en kg, se dividirán entre el producto del espesor del alma y la menor dimensión del tablero, ya sea ésta la separación entre atiesadores o el peralte del alma.
2. Las cargas distribuidas, en kilogramos por centímetro lineal, se dividirán entre el espesor del alma.

1.10.11 Restricción de la rotación en los puntos de apoyo

En los puntos de apoyo de traves, vigas y armaduras, éstas se soportarán lateralmente para evitar su rotación sobre su eje longitudinal.

SECCIÓN 1.11 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

1.11.1 Definición

La construcción compuesta consiste en vigas o traves de acero que soportan una losa de concreto reforzado,* interconectadas de manera que la viga y

* Ver Sección 1.11.1 de los Comentarios, Volumen II.

la losa actúan en conjunto para resistir la flexión. Cuando la losa se extiende a ambos lados de la viga, el ancho efectivo saliente (voladizo) del patín de concreto se tomará como no mayor que la cuarta parte del claro de la viga, y la proyección efectiva fuera del borde de la viga se tomará como no mayor que la mitad de la distancia libre a la viga adyacente, ni mayor que ocho veces el espesor de la losa. Cuando la losa se encuentra solamente en un lado de la viga, la proyección efectiva saliente de su borde se tomará como no mayor de un doceavo del claro de la viga ni de seis veces el espesor de la losa, ni de la mitad de la distancia libre a la viga adyacente.

Cuando las vigas se encuentran totalmente embebidas en el concreto de la losa, con no menos de 5 cm de espesor en sus lados y por debajo, se considera que están interconectadas con el concreto por adherencia, sin necesidad de anclaje adicional. Para que esta condición se cumpla, la cara superior de la viga debe quedar 4 cm abajo del nivel superior y 5 cm arriba del nivel inferior de la losa. Además, el concreto que recubre las vigas deberá tener refuerzo de acero adecuado por ambos lados y por debajo de la viga para evitar el desprendimiento del concreto. Cuando se utilicen conectores de cortante, de acuerdo con la Sección 1.11.4, no se requiere embeber las vigas para obtener la construcción compuesta.

1.11.2 Hipótesis de diseño

1.11.2.1 Las vigas de acero embebidas en el concreto se diseñarán para a), soportar por sí mismas todas las cargas muertas que se apliquen antes de que el concreto adquiera su resistencia (a menos que estas cargas estén provisionalmente apuntaladas), y b), actuando conjuntamente con la losa para soportar todas las cargas muertas y vivas aplicadas, después de que el concreto adquiera su resistencia y sin exceder un esfuerzo de flexión calculado de $0.66F_c$. El esfuerzo de flexión producido por las cargas después de que el concreto adquiera su resistencia, se calculará sobre la base de las propiedades de la sección compuesta. Se despreciarán los esfuerzos de tensión del concreto. Opcionalmente, la viga de acero se diseñará para resistir por sí misma el momento positivo producido por todas las cargas vivas y muertas, empleando un esfuerzo de flexión igual a $0.76F_c$, en cuyo caso no se requiere apuntalamiento provisional.

1.11.2.2 Cuando se emplean conectores de cortante de acuerdo con la Sección 1.11.4, la sección compuesta se diseñará para soportar todas las cargas sin exceder el esfuerzo permisible especificado en la Sección 1.5.1.4, aun cuando la viga de acero no se apuntale durante la construcción. En los cálculos de secciones compuestas en zonas de momento positivo, la sección transversal de acero está exenta de los requisitos de sección compacta de los Incisos 2, 3 y 5 de la Sección 1.5.4.1.

Las barras de refuerzo paralelas a la viga dentro del ancho efectivo de la losa, cuando se anclan de acuerdo con las disposiciones de los reglamentos de construcción aplicables, se tomarán en cuenta para determinar las propiedades de las secciones compuestas siempre que se coloquen conectores de cortante de acuerdo con los requisitos de la Sección 1.11.4. Las propiedades de la sección compuesta se calcularán de acuerdo con la teoría elástica. Se despreciarán los esfuerzos de tensión en el concreto. Para el cálculo de esfuerzos, se determinan las propiedades de la sección transformando el área a compresión de concreto, ligero o normal, a su equivalente en acero. Para hacer esta transformación se divide dicha área entre la relación de módulos n para concreto normal de la resistencia especificada, siendo $n = E/E_c$. Para cálculos de deformaciones, las propiedades de la sección transformada se basan en la relación de módulos n apropiada para el concreto del peso y resistencia especificados.

En el caso en que no sea posible poner los conectores necesarios adecuadamente para satisfacer los requisitos de cortante horizontal para una acción compuesta total, el módulo de sección efectivo se determina como sigue:

$$S_{ef} = S_c + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (S_{tr} - S_c) \quad (1.11-1)$$

en donde

V_c y V'_c se definen en la Sección 1.11.4

S_c = módulo de sección de la viga de acero respecto a su patín inferior, en cm^3 .

S_{tr} = módulo de sección de la sección compuesta transformada referida al patín inferior, basado en el ancho máximo efectivo permitido del patín de concreto (ver Sección 1.11.1), en cm^3 .

Para construcciones sin apuntalamiento provisional, el esfuerzo en la sección de acero puede calcularse a partir del momento total producido por la carga muerta y la carga viva, usando el módulo de sección transformado S_{tr} , siempre que el valor numérico de S_{tr} no exceda de:

$$S_{tr} = \left(1.35 + 0.35 \frac{M_t}{M_D} \right) S_c \quad (1.11-2)$$

En esta expresión, para el valor límite de S_{tr} , M_t es el momento producido por las cargas aplicadas después que el concreto ha alcanzado el 75% de su re-

* Ver Sección 1.11.2 de los Comentarios Volumen II.

sistencia; M_D es el momento debido a las cargas aplicadas con anterioridad y S_c es el módulo de sección de la viga de acero referido al patín donde se está calculando el esfuerzo. En secciones sometidas a momento de flexión positivo el esfuerzo será calculado en el patín en tensión. En secciones sometidas a momento de flexión negativo, el esfuerzo será calculado tanto para el patín en tensión como para el patín en compresión. Los esfuerzos no deberán exceder los valores establecidos en la Sección 1.5.1. La Sección 1.5.6 no se aplicará para esfuerzos en zonas de momento negativo calculadas según las disposiciones de este párrafo.

Se usará el módulo de sección transformado de la sección compuesta para calcular los esfuerzos de compresión por flexión en el concreto. Cuando no se utilicen apuntalamientos provisionales, este esfuerzo se basará en las cargas que se apliquen después de que el concreto haya alcanzado el 75% de su resistencia. El esfuerzo en el concreto no debe exceder de $0.45f'_c$.

1.11.3 Cortante en el apoyo

El alma y las conexiones en el extremo de la viga de acero se diseñarán para soportar la reacción total.

1.11.4 Conectores de cortante

Excepto en el caso de vigas embebidas, como se define en la Sección 1.11.1, el cortante horizontal total en el plano de unión de la viga de acero y la losa de concreto se supondrá transmitido por conectores de cortante soldados al patín superior de la viga y embebidos en el concreto. Para la acción compuesta total con el concreto sometido a compresión por flexión, el cortante horizontal total que debe resistirse entre el punto de momento máximo positivo y los puntos de momento nulo, se tomará como el menor de los valores obtenidos de las fórmulas (1.11-3) y (1.11-4).

$$V_h = 0.85 f'_c A_c / 2 \quad (1.11-3)*$$

$$V_h = A_w F_v / 2 \quad (1.11-4)$$

en donde:

f'_c = resistencia a la compresión especificada del concreto, en kg/cm^2 .

* El término $\frac{1}{2} A_c F_v$, debe sumarse al lado derecho de esta ecuación si el acero de refuerzo longitudinal con área A'_s , localizado dentro del ancho efectivo del patín de concreto, se incluye en el cálculo de las propiedades de la sección compuesta.

A_c = área real del patín efectivo de concreto, en cm^2 , definido en la Sección 1.11.1.

A_s = área de la viga de acero, en cm^2 .

En vigas compuestas continuas, donde el acero de refuerzo longitudinal se considera actuando conjuntamente con la viga de acero en las regiones de momento negativo, el cortante horizontal total que será resistido por los conectores, entre un apoyo interior y cada punto adyacente de inflexión se tomará como:

$$V_h = A_v F_v / 2 \quad (1.11-5)$$

en donde:

A_v = área total del acero de refuerzo longitudinal en el apoyo interior, situado dentro del ancho efectivo del patín, especificado en la Sección 1.11.1, en cm^2 .

F_v = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de refuerzo longitudinal, en kg/cm^2 .

Para lograr una acción compuesta total, el número de conectores que resistan la fuerza cortante horizontal V_h , a cada lado del punto de momento máximo, no será menor que el determinado por la relación V_h/q , donde q es la carga de cortante permisible para un conector.

El valor de q se muestra en la Tabla 1.11.4 para losas planas en su lecho inferior, hechas de concreto cuyos agregados cumplen con las Especificaciones

Tabla 1.11.4 Fuerza cortante horizontal permisible en un conector (q) en kg .

Conector ^b	Resistencia a la compresión especificada del concreto (f'_c), en kg/cm^2		
	210	250	≥ 280
Perno de 13 mm de diám. x 50 mm, con gancho o cabeza	2 300	2 500	2 700
Perno de 16 mm de diám. x 65 mm, con gancho o cabeza	3 600	3 900	4 200
Perno de 19 mm de diám. x 76 mm, con gancho o cabeza	5 200	5 700	6 000
Perno de 22 mm de diám. x 90 mm, con gancho o cabeza	7 100	7 600	8 200
Perfil C1 de 76 x 6,10	770 w ^c	840 w ^c	890 w ^c
Perfil C1 de 102 x 8,04	820 w ^c	890 w ^c	950 w ^c
Perfil C1 de 127 x 9,97	870 w ^c	950 w ^c	1 000 w ^c

^a Aplicable únicamente a concretos hechos con agregados que cumplan con la Especificación ASTM C 33.
^b Las fuerzas cortantes horizontales permisibles tabuladas también pueden usarse para pernos más largos que los indicados.
^c w = longitud del perfil C1 en cm.

Tabla 1.11.4A Coeficientes para usarse con concretos hechos con agregados que cumplan con las Especificaciones ASTM C330.

Resistencia a la compresión especificada del concreto (f'_c), en kg/cm^2	Peso volumétrico (secado al aire) del concreto, en kg/m^3						
	1 440	1 520	1 600	1 680	1 760	1 840	1 920
≤ 280	0,73	0,76	0,78	0,81	0,83	0,86	0,88
≥ 350	0,82	0,85	0,87	0,91	0,93	0,96	0,99

ASTM C33. Para losas planas en su lecho inferior hechas de concreto con agregados artificiales que cumplan con la norma ASTM C330 y cuyo peso volumétrico no sea menor de $1 440 \text{ kg}/\text{m}^3$, el esfuerzo cortante permisible de un conector se obtiene multiplicando los valores de la Tabla 1.11.4 por el coeficiente de la Tabla 1.11.4A.

Para la acción compuesta parcial con concreto sometido a compresión por flexión, la fuerza cortante horizontal V'_h , que se emplea en el cálculo de S_{cf} , se tomará como el producto de q veces el número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo.

El valor de V'_h no será menor que el 25% del menor de los valores obtenidos de las fórmulas (1.11-3) y (1.11-4), usando en la primera de estas el ancho efectivo permitido del patín de concreto. El momento de inercia efectivo para el cálculo de las deformaciones será determinado por:

$$I_{ef} = I_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (I_{tr} - I_s) \quad (1.11-6)$$

en donde:

I_s = momento de inercia de la viga de acero, en cm^4 .

I_{tr} = momento de inercia de la sección compuesta transformada, en cm^4 .

Los conectores requeridos a cada lado del punto de momento máximo, en una región de flexión positiva, se pueden distribuir uniformemente entre ese punto y los puntos adyacentes de momento nulo, excepto que N_2 , número de conectores de cortante necesarios entre cualquier carga concentrada en esta zona y el punto más cercano de momento nulo, no será menor que el determinado por la fórmula (1.11-7).

$$N_2 = \frac{N_1 \left[\frac{M\beta}{M_{\max}} - 1 \right]}{\beta - 1} \quad (1.11-7)$$

en donde:

M = momento (menor que el momento máximo) en un punto de carga concentrada.

N_1 = número de conectores requeridos entre el punto de momento máximo y el punto de momento nulo, determinado por la relación V_u/q ó V_u'/q , según sea el caso.

$$\beta = \frac{S_u}{S_c} \text{ ó } \frac{S_u'}{S_c}, \text{ según sea el caso.}$$

Para una viga continua, los conectores requeridos en la zona de flexión negativa se podrán distribuir uniformemente entre el punto de momento máximo y cada punto de momento nulo.

Los conectores de cortante deben tener un recubrimiento lateral de concreto mínimo de 2,5 cm, excepto los colocados en las nervaduras de la lámina de acero acanalada. El diámetro de los pernos conectores no será mayor de 2,5 veces el espesor del patín a la que estos se sueldan, a menos que se coloquen directamente sobre el alma. La separación mínima de centro a centro de los pernos conectores sobre el eje longitudinal de la viga que forma parte de la construcción compuesta será de 6 veces su diámetro, y de 4 veces su diámetro en la dirección transversal. La separación máxima de centro a centro de pernos conectores no excederá de 8 veces el espesor total de la losa.

1.11.5 Vigas compuestas con cimbras de lámina de acero acanalada

La construcción compuesta de losas de concreto sobre cimbra de lámina de acero acanalada, conectadas a vigas de acero, se diseñará de acuerdo con las partes pertinentes de las Secciones 1.11.1 a 1.11.4, con las siguientes modificaciones:

1.11.5.1 Generalidades

1. La Sección 1.11.5 se aplica a cimbras con nervaduras de altura nominal no mayor de 76 mm.
2. El ancho promedio de la nervadura w_c , no será menor de 50 mm, pero para el cálculo se tomará un valor no mayor que el ancho real de la nervadura en la parte alta de la cimbra. Véase la Sección 1.11.5.3, Párrafos 2 y 3, para indicaciones adicionales.
3. La losa de concreto se unirá a la viga de acero por medio de pernos conectores de cortante soldados, no mayores de 20 mm de diámetro (AWS D1.1, Sección 4, Parte F). Los pernos conectores pueden estar soldados directamente al miembro o a través de la lámina de acero acanalada.
4. Los conectores de cortante después de su instalación deberán sobresalir cuando menos 40 mm por arriba de la parte alta de la lámina de acero acanalada.

5. Para determinar el ancho efectivo del patín de concreto se usará el espesor total de la losa incluyendo las nervaduras.
6. El espesor de la losa, arriba de la parte alta de la lámina de acero acanalada, no será menor de 50 mm.

1.11.5.2 Láminas de acero acanaladas con nervaduras orientadas perpendicularmente a la viga de acero

1. El concreto situado por debajo de la parte alta de la lámina de acero acanalada no se tomará en cuenta al determinar las propiedades de la sección ni en el cálculo de A , para la fórmula (1.11-3).
2. La separación de los pernos conectores de cortante a lo largo de la longitud de la viga portante no deberá exceder de 800 mm.
3. La fuerza cortante horizontal permisible por perno conector, q , será el valor estipulado en la Sección 1.11.4 (Tablas 1.11.4 y 1.11.4A), multiplicado por el siguiente factor de reducción:

$$\left(\frac{0,85}{\sqrt{N_c}} \right) \left(\frac{w_c}{h_c} \right) \left(\frac{H_c}{h_c} - 1,0 \right) \leq 1,0 \quad (1.11-8)$$

en donde:

h_c = altura nominal de la nervadura, en mm.

H_c = longitud, en mm, del perno conector una vez soldado. En los cálculos ésta no excederá el valor $(h_c + 76)$, aun cuando la longitud real sea mayor.

N_c = número de pernos conectores sobre una viga en una nervadura. No excederá de 3 en los cálculos, aun cuando la cantidad real sea mayor.

w_c = ancho promedio en mm de la nervadura de concreto (ver Sección 1.11.5.1, Párrafo 2).

4. Para evitar el desprendimiento, la cimbra de acero será anclada a todas las vigas de acero diseñadas en sección compuesta, a una separación no mayor de 400 mm. Tal anclaje se puede proporcionar mediante pernos conectores de cortante, o una combinación de pernos conectores de cortante y puntos de soldadura, u otros medios especificados por el diseñador.

1.11.5.3 Láminas de acero acanaladas con nervaduras orientadas paralelamente a la viga de acero

1. El concreto en las nervaduras de la lámina de acero acanalada se tomará en cuenta al determinar las propiedades de la sección y en el cálculo de A , para la fórmula (1.11-3).

2. Las láminas de acero acanaladas sobre vigas portantes podrán cortarse a lo largo de la nervadura y separarse para aumentar el volumen de concreto en contacto con el patín de la viga de acero.
3. Cuando la cimbra de acero tenga una altura nominal de 40 mm o más, el ancho promedio de la nervadura w , que lleva los conectores, no será menor de 50 mm para un perno conector. Cuando haya más de una fila transversal de pernos, se aumentará el ancho promedio de la nervadura en cuatro diámetros de perno por cada fila adicional de pernos.
4. La fuerza cortante horizontal permisible por perno conector, q , deberá ser el valor estipulado en la Sección 1.11.4 (Tablas 1.11.4 y 1.11.4A), excepto cuando la relación w/h , sea menor de 1,5, la fuerza permisible se multiplicará por el factor de reducción siguiente:

$$0,6 \left(\frac{w}{h} \right) \left(\frac{H_s}{h} - 1,0 \right) \leq 1,0 \quad (1.11.9)$$

en donde:

h , y H_s , se definen en la Sección 1.11.5.2.

w , es el ancho promedio de la nervadura (ver Sección 1.11.5.1, Párrafo 2 y Sección 1.11.5.3, Párrafo 3)

1.11.6 Casos especiales

Cuando la construcción compuesta no esté de acuerdo con los requisitos de las Secciones 1.11.1 a 1.11.5, la fuerza permisible por perno conector de cortante deberá establecerse mediante un programa adecuado de ensayos.

SECCIÓN 1.12 CLAROS SIMPLES Y CLAROS CONTINUOS

1.12.1 Claros simples

Las vigas y armaduras se diseñarán normalmente sobre la base de claros simples, cuya longitud efectiva es igual a la distancia entre los centros de gravedad de los miembros a los cuales éstas transmiten sus reacciones extremas.

1.12.2 Extremos restringidos

Cuando se diseña con base en la hipótesis de extremos total o parcialmente restringidos debido a la continuidad, o a la acción de voladizo, las vigas y ar-

maduras, así como las secciones de los miembros a los cuales éstas se unen, se diseñarán para soportar los cortantes y momentos correspondientes, así como cualquier otra fuerza, sin exceder en ningún punto los esfuerzos permisibles prescritos en la Sección 1.5.1. Como excepción, en algunos casos podrá permitirse cierta deformación inelástica pero autolimitada en una parte de la conexión, cuando ésta sea indispensable para evitar sobrecargar los sujetadores.

SECCIÓN 1.13 FLECHAS, VIBRACIÓN Y ENCHARCAMIENTO

1.13.1 Flechas

Las vigas que soporten pisos y techos se diseñarán tomando en cuenta la flecha producida por las cargas de diseño. Las vigas que soporten cielos rasos serán diseñadas de manera que la flecha máxima, debida a la carga viva, no exceda de 1/360 del claro.

1.13.2 Vibración

Las vigas que soportan áreas grandes abiertas, libres de muros divisorios u otras fuentes de amortiguamiento, donde la vibración momentánea causada por el tránsito de peatones sea inaceptable, se diseñarán tomando en cuenta la vibración.

1.13.3 Encharcamiento

A no ser que a una superficie de techo se le proporcione una pendiente suficiente hacia puntos de drenaje libre o hacia drenes individuales adecuados para evitar la acumulación del agua pluvial, el sistema de techo se revisará mediante un análisis racional para asegurar la estabilidad bajo condiciones de encharcamiento, excepto en el caso siguiente: el sistema de techo se considerará estable y no requerirá una revisión adicional si se cumplen las siguientes condiciones:

$$I_d \geq 0,4S^4 \text{ y } C_p + 0,9C_s \leq 0,25$$

en donde:

$$C_p = 0,05 \frac{L_s L_p^4}{I_p} \text{ y } C_s = 0,05 \frac{S L_s^4}{I_s}$$

L_p = separación entre columnas en la dirección de las trabes (longitud de los miembros principales), en m.

- L_s = separación entre columnas perpendiculares a la dirección de las trabes (longitud de los miembros secundarios), en m.
- S = separación entre los miembros secundarios, en m.
- I_p = momento de inercia de los miembros principales, en cm^4 .
- I_s = momento de inercia de los miembros secundarios, en cm^4 .
- I_d = momento de inercia de la lámina de acero acanalada apoyada sobre los miembros secundarios, en cm^4/m .

Para armaduras y vigas de celosía, el momento de inercia I , se reducirá 15% cuando se use en las fórmulas anteriores. Una cimbra de acero será considerada como miembro secundario cuando esté directamente apoyada en los miembros principales

El esfuerzo total de flexión, debido a las cargas muertas, cargas vivas y encharcamiento, no excederá de $0.80F_v$ para miembros principales y secundarios.

Los esfuerzos producidos por fuerzas de viento o sismo no se incluirán en un análisis de encharcamiento.

SECCIÓN 1.14 ÁREA TOTAL Y ÁREA NETA

1.14.1 Definiciones

El área total de un miembro en cualquier punto se determinará sumando los productos del espesor y el ancho total de cada elemento, medido en sentido normal a su eje. El área neta se determinará sustituyendo el ancho total por el ancho neto calculado de acuerdo con las Secciones 1.14.2 a 1.14.5, inclusive.

1.14.2 Área neta y área neta efectiva

1.14.2.1 En el caso de una línea de agujeros que atraviesa un miembro estructural o parte de él, en diagonal o en zigzag, el ancho neto de la sección se calculará deduciendo de su ancho total la suma de los diámetros de todos los agujeros de la línea y sumándole, por cada paso de la serie, la cantidad:

$$s^2/4g$$

en donde:

- s = separación longitudinal de centro a centro (paso) entre dos agujeros consecutivos, en cm.
- g = separación transversal de centro a centro (gramil) entre los mismos dos agujeros, en cm.

El área neta crítica, A_n , de la sección considerada, se obtiene de la trayectoria que dé el menor ancho neto.

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

1.14.2.2 El área neta efectiva, A_e , de miembros en tensión axial, en los que la carga se transmite por tornillos o remaches a través de parte de los elementos de la sección transversal del miembro,* deberá calcularse por la fórmula:

$$A_e = C_t A_n$$

en donde:

- A_n = área neta del miembro.
- C_t = un coeficiente de reducción.

A menos que pueda justificarse un coeficiente mayor mediante ensayos u otros criterios reconocidos,* deberán emplearse en los cálculos los siguientes valores de C_t :

1. Para perfiles IR o IE, con anchos de patín no menores de 2/3 del peralte, y Tes cortadas de estos perfiles, siempre que la conexión sea a los patines y que no tengan menos de 3 sujetadores por línea en la dirección del esfuerzo $C_t = 0.90$
2. Para perfiles IR o IE que no cumplan las condiciones del párrafo anterior, Tes cortadas de los mismos, y cualquier otro perfil, incluyendo las secciones armadas, siempre que la conexión no tenga menos de 3 sujetadores por línea en la dirección del esfuerzo $C_t = 0.85$
3. Para todos los miembros cuyas conexiones tengan solamente 2 sujetadores por línea en la dirección del esfuerzo $C_t = 0.75$

1.14.2.3 Las placas y otros accesorios de conexiones remachadas o atornilladas, sometidos a fuerzas de tensión, se diseñarán de acuerdo con las disposiciones de la Sección 1.5.1.1, donde el área neta efectiva será tomada como el área neta real, excepto que para el diseño, ésta no se tomará mayor de 85% del área total.

* Ver Sección 1.14 2 2, de los Comentarios, Volumen II.

1.14.3 Ángulos

Su ancho total será la suma de los anchos de los patines, menos su espesor. El gramil para agujeros en patines opuestos será la suma de los gramiles desde la esquina exterior de los ángulos, menos el espesor.

1.14.4 Tamaño de los agujeros

Al calcular el área neta, el diámetro de un agujero para remache o tornillo se tomará como 1,6 mm mayor que la dimensión nominal del agujero, en sentido perpendicular a la dirección del esfuerzo aplicado.

1.14.5 Miembros conectados con pasador

Las barras de ojo* serán de espesor uniforme sin refuerzo en sus agujeros. Deberán tener cabeza redonda concéntrica con el agujero del pasador. El radio de transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la barra será igual o mayor que el diámetro de la cabeza.

El ancho del cuerpo de la barra de ojo no excederá de 8 veces su espesor y el espesor no será menor de 12,7 mm. El área neta de la cabeza a través del agujero del pasador, transversalmente al eje de la barra de ojo, no será menor de 1,33 ni mayor de 1,5 veces el área de su sección transversal. El diámetro del pasador no será menor de 85% del ancho del cuerpo de la barra de ojo. El diámetro del agujero para el pasador no deberá exceder más de 1 mm el diámetro del pasador. Para aceros que tengan un esfuerzo de fluencia mayor de 4 920 kg/cm², el diámetro del agujero para el pasador no excederá de 5 veces el espesor de la placa.

En placas con agujeros para pasadores que no cumplan con los requisitos de las barras de ojo, el esfuerzo de tensión en el área neta, transversal al eje del miembro, no excederá del esfuerzo permisible que se indica en la Sección 1.5.1.1, y el esfuerzo de aplastamiento en el área proyectada del pasador no excederá el esfuerzo indicado en la Sección 1.5.1.5.1. El área neta mínima más allá del agujero para el pasador, paralela al eje del miembro, no será menor de 65% del área neta a través del agujero para el pasador.

En placas o elementos individuales de un miembro armado, con agujeros para pasadores, la distancia transversal del borde del agujero para el pasador al borde de la placa o elemento, no excederá de 4 veces su espesor. En estas placas o elementos, el diámetro del agujero para el pasador no será menor de 1,25 veces la distancia más corta de su borde al borde de la placa o elemento. En los casos en que el pasador sirve de eje de articulación para permitir movi-

* Ver Sección 1.14.5 de los Comentarios, Volumen II.

miento de giro entre las piezas conectadas, bajo condiciones de carga total, el diámetro del agujero no deberá exceder más de 1 mm el diámetro del pasador.

Las esquinas de la placa o elemento en el extremo con agujero podrán recortarse a 45° con el eje del miembro, siempre que el área neta en el recorte no sea menor que el área neta entre el agujero y el extremo del miembro.

Las limitaciones de espesores, tanto en barras de ojo como en placas o elementos individuales con agujeros para pasadores, pueden eliminarse si el pasador tiene tuercas exteriores que al apretarse fijen entre sí los elementos de la unión. En estas condiciones los esfuerzos permisibles de aplastamiento no serán mayores que los indicados en la Sección 1.5.1.5.1.

1.14.6 Áreas efectivas del metal de soldadura

1.14.6.1 Soldadura de ranura

Para soldaduras de ranura, el área efectiva se considerará como el producto de la longitud efectiva de la soldadura por el espesor efectivo de su garganta.

La longitud efectiva de una soldadura de ranura será el ancho de la parte unida.

1.14.6.1.1 El espesor efectivo de garganta de una soldadura de ranura de penetración completa será el espesor de la parte más delgada de las partes unidas.

1.14.6.1.2 El espesor efectivo de garganta de una soldadura de ranura de penetración parcial será como se muestra en la Tabla 1.14.6.1.2.

Tabla 1.14.6.1.2 Espesor efectivo de garganta de soldaduras de ranura de penetración parcial

Proceso de soldadura	Posición de soldadura	Ángulo incluido en la raíz de la ranura	Espesor efectivo de garganta
Electrodo recubierto o arco sumergido	Todas	< 60° pero ≥ 45°	Altura del bisel menos 3,2 mm
		≥ 60°	Altura del bisel
Arco protegido con gas o arco con electrodos de núcleo fundente	Todas	≥ 60°	Altura del bisel
	Horizontal o plano	< 60° pero ≥ 45°	Altura del bisel
	Vertical o sobre cabeza	< 60° pero ≥ 45°	Altura del bisel menos 3,2 mm
Arco con electrodo de núcleo fundente, protegido con gas (electrogas)	Todas	≥ 60°	Altura del bisel

1.14.6.1.3 El espesor efectivo de garganta de una soldadura de ranura acampanada, cuando está al ras con la superficie de la sección sólida de la barra, será como se muestra en la Tabla 1.14.6.1.3. Para comprobar que se está obteniendo con constancia el espesor efectivo de garganta, se prepararán muestras de las soldaduras de producción para cada procedimiento de soldadura.

Se permiten gargantas efectivas mayores que las indicadas en la Tabla 1.14.6.1.3, siempre que el fabricante pueda mostrar con pruebas que puede dar gargantas efectivas mayores. Las pruebas consistirán en seccionar el miembro perpendicularmente a su eje, en la mitad de la longitud y en los extremos de la soldadura. Estas secciones se harán sobre combinaciones de tamaños de material representativas de la gama que será empleada en la fabricación, o requeridas por el diseño.

Tabla 1.14.6.1.3 Espesor efectivo de garganta de soldaduras de ranura acampanada

Tipo de soldadura	Radio de la barra o de curvado, R	Espesor efectivo de garganta
Ranura en bisel acampanada	Todos	$5/16 R$
Ranura V acampanada	Todos	$1/2 R^a$

^aUsar $38R$ para soldadura de arco eléctrico protegida con gas excepto en procesos de transferencia a control manual cuando $R \geq 25$ mm.

1.14.6.2 Soldaduras de filete

El área efectiva de las soldaduras de filete se tomará como el producto de su longitud por el espesor efectivo de garganta.

La longitud efectiva de las soldaduras de filete, excepto en agujeros redondos y cajas (agujeros alargados), será la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo las vueltas.

El espesor efectivo de garganta en las soldaduras de filete será la distancia más corta entre la raíz y la cara de la soldadura en una representación esquemática de la sección transversal. Como excepción, en las soldaduras de filete hechas por el procedimiento de arco sumergido, cuando su tamaño es igual o menor de 10 mm, el espesor efectivo de garganta se tomará igual al tamaño del cateto. Para soldaduras de filete mayores de 10 mm hechas por este mismo procedimiento, la garganta efectiva será igual a la garganta teórica más 3 mm.

Para soldaduras de filete en agujeros y cajas, la longitud efectiva será la longitud del eje de la soldadura en el centro del plano que atraviesa la garganta. Sin embargo, en el caso de filete traslapados, el área efectiva no excederá el área nominal de la sección transversal del agujero o caja en el plano de la superficie de unión.

1.14.6.3 Soldaduras de tapón y en cajas (agujeros alargados)

El área efectiva sometida a cortante de soldaduras de tapón y en cajas, se tomará como el área nominal de la sección transversal del agujero o de la caja, en el plano de la superficie de unión.

SECCIÓN 1.15 CONEXIONES

1.15.1 Conexiones mínimas

Las conexiones que transmiten esfuerzos calculados, excepto para las barras de celosías, tirantes y polines o largueros, se diseñarán para soportar no menos de 3 000 kg.

1.15.2 Conexiones excéntricas

Siempre que sea posible, los ejes de gravedad de los miembros que concurren en un punto y estén sometidos a esfuerzo axial, deberán intersectarse. De no ser así, se tomarán en cuenta los esfuerzos de flexión debidos a la excentricidad.

1.15.3 Colocación de remaches, tornillos y soldaduras

Los grupos de remaches, tornillos o soldaduras en los extremos de cualquier miembro que transmiten esfuerzo axial en esos miembros, tendrán sus centros de gravedad en el eje de gravedad del miembro, a menos que se tome en cuenta el efecto de la excentricidad resultante. Excepto en los miembros sometidos a variación repetida de esfuerzo, tal como se define en la Sección 1.7, no se requiere disponer las soldaduras de filete para equilibrar las fuerzas alrededor del eje o ejes neutros en conexiones extremas de ángulos simples, ángulos dobles y miembros de tipo similar. La excentricidad entre los ejes de gravedad de tales miembros y las líneas de gramiles para sus conexiones extremas remachadas o atornilladas, podrá despreciarse en miembros cargados estáticamente, pero sí deberá tomarse en cuenta en miembros sometidos a cargas que producen fatiga.

1.15.4 Miembros con extremos sin restricción a la rotación

Excepto que el diseñador indique otra cosa, las conexiones de vigas o armaduras se diseñarán como flexibles y generalmente se diseñarán sólo para el cortante producido por las reacciones.

Las conexiones flexibles de vigas permitirán el giro del extremo de las vigas. Para lograrlo, se permite la deformación inelástica de la conexión.

1.15.5 Miembros con extremos restringidos a la rotación*

1.15.5.1 Los sujetadores o soldaduras para conexiones extremas de vigas y armaduras, serán diseñados para el efecto combinado de fuerzas resultantes de momento y cortante, producidos por la rigidez de las conexiones.

1.15.5.2 Cuando los patines o placas de conexión de momento, para conexiones extremas de vigas, sean soldados al patín de una columna de perfil I , se colocará un par de atiesadores en el alma de la columna, que tengan un área transversal, A_{st} , mayor o igual que la calculada por la fórmula (1.15-1), siempre que el valor calculado de A_{st} sea positivo.

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t(t_b + 5k)}{F_{yst}} \quad (1.15-1)$$

en donde:

F_{yc} = esfuerzo de fluencia de la columna, en kg/cm^2 .

F_{yst} = esfuerzo de fluencia del atiesador, en kg/cm^2 .

k = distancia entre la cara exterior del patín de la columna y el pie de su filete en el alma, si la columna es un perfil laminado, o la distancia equivalente si la columna es un perfil soldado, en cm.

P_{bf} = fuerza calculada transmitida por el patín o placa de conexión de momento, multiplicada por 5/3, cuando la fuerza calculada es originada solamente por carga viva y carga muerta o multiplicada por 4/3, cuando la fuerza calculada es debida a carga viva y carga muerta conjuntamente con fuerzas de viento o sismo, en kg.

t = espesor del alma de la columna, en cm.

t_b = espesor del patín o de la placa de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada, en cm.

1.15.5.3 No obstante los requisitos de la Sección 1.15.5.2, deberá colocarse un atiesador o un par de atiesadores opuestos al patín de compresión, cuando el peralte del alma de la columna, sin contar los filetes d_c , es mayor de:

$$\frac{34\ 400t^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}} \quad (1.15-2)$$

* Ver Sección 1.15.5 de los Comentarios, Volumen II.

y debe suministrarse un par de atiesadores opuestos al patín en tensión cuando el espesor del patín de la columna, t_f , sea menor de:

$$0.1 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}} \quad (1.15.3)$$

1.15.5.4 Los atiesadores requeridos por las disposiciones de las Secciones 1.15.5.2 y 1.15.5.3, deberán cumplir los siguientes requisitos:

1. El ancho de cada atiesador más la mitad del espesor del alma de la columna, no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada.
2. El espesor de los atiesadores no será menor que la mitad del espesor del patín*.
3. Cuando la fuerza concentrada se aplica solamente en un patín de la columna, la longitud del atiesador no necesita ser mayor que la mitad del peralte de la columna.
4. La soldadura que une los atiesadores al alma de la columna, deberá diseñarse para soportar la fuerza en el atiesador producida por momentos no equilibrados, aplicados en lados opuestos de la columna.

1.15.5.5 Deberá ponerse especial atención en aquellas conexiones que producen esfuerzos cortantes en el alma de la columna cercanos a los permisibles**.

1.15.6 Placas de relleno

Cuando remaches o tornillos que transmiten fuerzas calculadas, pasan a través de placas de relleno con espesor mayor de 6 mm, las placas de relleno deberán prolongarse más allá de la unión, y la parte prolongada se fijará con suficientes remaches o tornillos para distribuir el esfuerzo total en la sección compuesta formada por el miembro y la placa de relleno. Como alternativa, pueden incluirse un número equivalente de remaches o tornillos en la propia unión. Lo anterior no es necesario en conexiones por fricción con tornillos de alta resistencia.

En construcción soldada, las placas de relleno de más de 6 mm de espesor se prolongarán más allá de los bordes de la placa de unión y se soldarán al elemento que se conecta. Se usará suficiente soldadura para transmitir la fuerza en la placa de unión, aplicada como carga excéntrica en la superficie de la placa

* Para comentarios sobre la relación ancho/espesor de los atiesadores, ver Sección 1.15.5 de los Comentarios, Volumen II.

** Ver Sección 1.15.5.2 de los Comentarios, Volumen II.

de relleno. Las soldaduras que unen la placa de unión a la placa de relleno, serán suficientes para transmitir la fuerza en la placa de unión, y tendrán suficiente longitud para no sobrecargar la placa de relleno a lo largo del pie del cordón de soldadura. Cualquier placa de relleno menor de 6 mm de espesor tendrá sus bordes al ras con los bordes de la placa de unión, y el tamaño de la soldadura será el necesario para soportar la fuerza de la placa de unión, más el espesor de la placa de relleno.

1.15.7 Conexiones de miembros en tensión y en compresión en armaduras

Las conexiones en los extremos de miembros en tensión o en compresión en armaduras, desarrollarán la fuerza requerida por la carga de diseño, pero no menos del 50% de la capacidad efectiva del miembro, según su tipo de esfuerzo.

1.15.8 Miembros en compresión con uniones de apoyo por aplastamiento

Las columnas apoyadas en placas, o alisadas para apoyarse por aplastamiento en empalmes, tendrán suficientes remaches, tornillos o soldaduras, para mantener la posición relativa de todas las partes.

Otros miembros en compresión alisados para apoyarse por aplastamiento, tendrán sus materiales de empalme, con sus remaches, tornillos o soldaduras colocados para mantener alineadas todas las partes, y diseñados para poder transmitir el 50% de la carga calculada.

Todas las conexiones anteriores se diseñarán para resistir cualquier tensión que pudiera producirse por las fuerzas laterales especificadas, actuando conjuntamente con el 75% del esfuerzo calculado por carga muerta pero sin cargas vivas.

1.15.9 Combinación de soldaduras

Cuando se combinan en una sola conexión dos o más tipos de soldadura (ranura, filete, tapón, agujeros alargados), la capacidad efectiva de cada uno de ellos se calculará separadamente, con referencia al eje del grupo, para determinar la capacidad permisible de la combinación.

1.15.10 Remaches y tornillos en combinación con soldadura

En obras nuevas, cuando en una conexión se combinan soldaduras con remaches, tornillos A307 o tornillos de alta resistencia, trabajando por aplastamiento, los sujetadores no podrán compartir la carga y las soldaduras deberán soportar los esfuerzos totales de la unión. En el caso de tornillos de alta resistencia en conexiones del tipo por fricción, puede considerarse que comparten los

esfuerzos con las soldaduras. En estructuras ya existentes, al hacerse modificaciones soldadas, los remaches y los tornillos de alta resistencia ya existentes, apretados adecuadamente, podrán utilizarse para soportar los esfuerzos resultantes de la carga muerta y las soldaduras deberán soportar solamente los esfuerzos adicionales.

1.15.11 Tornillos de alta resistencia (en conexiones por fricción) en combinación con remaches

En obras nuevas y al hacer modificaciones, cuando se combinan remaches y tornillos de alta resistencia, colocados conforme a las disposiciones de la Sección 1.16.1 como conexiones por fricción, puede considerarse que comparten los esfuerzos resultantes de cargas muertas y vivas.

1.15.12 Conexiones de campo

Para las siguientes conexiones se emplearán remaches, tornillos de alta resistencia o soldaduras:

- Empates de columnas en todas las estructuras de pisos múltiples de 60 m o más de altura.
- Empates de columnas en estructuras de pisos múltiples, de 30 a 60 m de altura, cuando la menor dimensión horizontal es menor de 40% de la altura.
- Empates de columnas en estructuras de varios pisos, menores de 30 m de altura, cuando la menor dimensión horizontal es menor de 25% de la altura.
- Conexiones de todas las vigas a columnas y de cualquier otra viga de la cual depende el arriostramiento de columnas, en estructuras de más de 40 m de altura.
- En estructuras que soportan grúas de más de 5 toneladas de capacidad, los empates en las armaduras de techos y conexiones de armaduras a columnas, empates de columnas, arriostramientos de columnas, riostras entre columnas y armaduras o trabes y ménsulas para grúas.
- Conexiones para soportes de maquinaria en operación, o de otras cargas vivas que producen impacto o inversión de esfuerzos.
- Cualquier otra conexión así estipulada en los planos de diseño.

En todos los demás casos, las conexiones de campo pueden hacerse con tornillos A307

Para los fines de esta sección, la altura de una estructura de varios pisos se tomará como la distancia vertical desde el nivel de la acera hasta el punto más

elevado de las vigas del techo, para el caso de techos planos; en el caso de techos con pendiente mayor del 20%, se tomará la altura media del techo.

Cuando el nivel de la acera no se ha fijado, o cuando la estructura no sea adyacente a una calle, se usará el nivel medio del terreno en que se desplanta la estructura en lugar del nivel de la acera. La altura de las casetas de los elevadores y de los cubos de escalera no se tomará en cuenta para determinar la altura de la estructura.

Sección 1.16 REMACHES Y TORNILLOS

1.16.1 Tornillos de alta resistencia

Excepto que se indique de otra manera en estas especificaciones, el uso de tornillos de alta resistencia se hará conforme a las disposiciones de las Especificaciones para Juntas Estructurales con Tornillos ASTM A325 ó A490, última edición, tal como ha sido aprobado por el Consejo de Investigación de Juntas Estructurales Remachadas y Atornilladas.

Cuando se requiere apretar los tornillos ASTM A449 (Grado 5) a más del 50% de su resistencia mínima a la tensión, cuando trabajan a tensión, y en las conexiones a cortante por aplastamiento, tendrán una arandela endurecida instalada debajo de la cabeza del tornillo y las tuercas deben cumplir los requisitos de la norma ASTM A325.

1.16.2 Área efectiva de aplastamiento

El área efectiva de aplastamiento de remaches y tornillos será el diámetro multiplicado por la longitud de aplastamiento, excepto que para remaches y tornillos avellanados debe reducirse la mitad de la profundidad del avellanado.

1.16.3 Agarres largos

En el caso de los remaches y tornillos A307 que resisten esfuerzos calculados y cuyo agarre excede de 5 veces su diámetro, se aumentará su número en 1% por cada 1,5 mm que el agarre exceda de los 5 diámetros.

1.16.4 Separación mínima

1.16.4.1 La distancia entre los centros de los agujeros estándar, sobredimensionados o alargados, para sujetadores, no será menor que 3 veces el diámetro nominal del sujetador, ni menor que la requerida en la Sección 1.16.4.2, si ésta es aplicable.

1.16.4.2 A lo largo de una línea de fuerza transmitida, la distancia entre centros de agujeros no será menor que la estipulada a continuación:

1. Agujeros estándar:

$$2P/F_u t + d/2 \quad (1.16-1)$$

en donde:

P = fuerza transmitida por un sujetador a la parte crítica conectada, en kg.

F_u = esfuerzo de tensión mínimo especificado de la parte crítica conectada, en kg/cm².

t = espesor de la parte crítica conectada, en cm.

2. Agujeros sobredimensionados o alargados:

La distancia entre centros de agujeros estándar, estipulada en el inciso anterior, más el incremento aplicable C_1 de la Tabla 1.16.4.2, pero la distancia libre entre agujeros no será menor de un diámetro del tornillo.

1.16.5 Distancia mínima al borde

1.16.5.1 La distancia desde el centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada, no será menor que el valor indicado en la Tabla 1.16.5.1, ni menor que los valores mostrados en las Secciones 1.16.5.2 ó 1.16.5.3, según sea el caso.

1.16.5.2 A lo largo de una línea de fuerza transmitida, en dirección de la misma, la distancia desde el centro de un agujero estándar al borde de la parte conectada, no será menor de:

$$2P/F_u t \quad (1.16-2)$$

en donde:

P , F_u y t se definen en la Sección 1.16.4.2.

1.16.5.3 En conexiones atornilladas al alma en extremos de vigas, diseñadas solamente para la reacción de fuerza cortante de la viga (sin hacer uso de un análisis que tome en cuenta el efecto causado por la excentricidad del sujeta-

dor), la distancia desde el centro del agujero estándar más cercano al extremo del alma de la viga, no será menor de:

$$2P_R/F_u t \quad (1.16-3)$$

en donde:

P_R = reacción en la viga, en kg, dividida entre el número de tornillos.
 F_u y t se definen en la Sección 1.16.4.2.

Como alternativa, puede hacerse caso omiso de la fórmula (1.16-3) siempre que el esfuerzo de aplastamiento producido por el sujetador se limite a $0.90 F_u$.

1.16.5.4 La distancia desde el centro de un agujero sobredimensionado o alargado al borde de una parte conectada, no será menor que la requerida para un agujero estándar según las Secciones 1.16.5.1, 1.16.5.2 ó 1.16.5.3, según sea el caso, más el incremento C_2 aplicable de la Tabla 1.16.5.4.

Tabla 1.16.4.2 Valores de C_1 , incremento de separación, según la Sec. 1.16.4.2, en mm

Diámetro nominal del sujetador, en mm	Agujeros sobre dimensionados	Agujeros alargados		
		Perpendicular a la línea de fuerza	Paralelo a la línea de fuerza	
			Alargado corto	Alargado largo ^a
≤ 22	3	0	5	1.5d-1.6
25	5	0	6	37
≥ 29	6	0	8	1.5d-1.6

^a Cuando el alargamiento del agujero es menor que el máximo permisible según la Tabla 1.23.4 el valor C_1 puede disminuirse en la diferencia entre la longitud máxima y la real del agujero alargado.

Tabla 1.16.5.1 Distancia mínima al borde, en mm (desde el centro del agujero estándar^a al borde de la parte conectada).

Diámetro nominal del remache o tornillo, en mm	Bordes cruzados, en mm	Bordes laminados de placas, perfiles, barras o bordes cortados con gas ^b , en mm
13	22	19
16	29	22
19	32	25
22	38	29
25	44	32
29	51	38
32	57	41
más de 32	1.75 d	1.25 d

^a Para agujeros sobredimensionados o alargados, ver la Sección 1.16.5.4.
^b Todas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando el agujero se encuentre en una zona donde el esfuerzo no excede el 25% del máximo permisible en el elemento.
^c Estos valores pueden ser de 32 mm en los extremos de ángulos de conexión en vigas.

Tabla 1.16.5.4 Valores de C_2 , incremento de la distancia al borde, según la Sección 1.16.5.4, en mm

Diámetro nominal del sujetador, en mm	Agujeros sobre dimensionados	Agujeros alargados		
		Perpendicular al borde		Paralelo al borde
		Alargados cortos	Alargados largos ^a	
≤ 22	1.6	3	0.75 d	0
25	3	3		
≥ 29	3	5		

^a Cuando el alargamiento del agujero es menor que el máximo permisible según la Tabla 1.23.4, C_2 puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima y la real del agujero alargado.

1.16.6 Distancia máxima al borde

La distancia máxima desde el centro de cualquier remache o tornillo al borde más próximo de las partes en contacto, será igual a 12 veces el espesor de la parte conectada en consideración, pero sin exceder de 150 mm.

SECCIÓN 1.17 SOLDADURAS

1.17.1 Generalidades

Todas las disposiciones del Código de Soldadura Estructural AWS D1.1, de la Sociedad Americana de Soldadura, excepto las Secciones 2.3.2.4, 2.5, 8.13.1.2 y Sección 9, se aplicarán al trabajo ejecutado bajo estas especificaciones, en las medidas pertinentes.

1.17.2 Tamaño mínimo de las soldaduras de filete y soldaduras de penetración parcial

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete será el mostrado en la Tabla 1.17.2A. El espesor mínimo efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial en ranura será el mostrado en la Tabla 1.17.2B. El tamaño de la soldadura lo establece la más gruesa de las dos partes unidas, excepto que no es necesario que el tamaño de la soldadura exceda el espesor de la parte unida más delgada, a no ser que el esfuerzo calculado requiera de mayor tamaño de soldadura. Para esta excepción debe tenerse especial cuidado para suministrar suficiente precalentamiento para obtener una soldadura sana.

Tabla 1.17.2A. Tamaño mínimo de las soldaduras de filete, en mm

Espesor más grueso de las partes unidas, en mm	Tamaño* mínimo de la soldadura de filete, en mm
Hasta 6 inclusive	3
más de 6 a 13	5
más de 13 a 19	6
más de 19	8

* Dimension del canto de la soldadura de filete

Tabla 1.17.2B. Espesor mínimo efectivo de garganta de soldaduras de penetración parcial, en mm

Espesor más grueso de las partes unidas, en mm	Espesor mínimo efectivo* de garganta, en mm
Hasta 6 inclusive	3
más de 6 a 13	5
más de 13 a 19	6
más de 19 a 38	8
más de 38 a 57	10
más de 57 a 150	13
más de 150	16

* Ver Sección 1.11.6

1.17.3 Tamaño máximo de soldaduras de filete

El tamaño máximo de soldaduras de filete en los bordes de partes conectadas no será mayor que el espesor del material unido cuando el espesor es menor de 6 mm. Para espesores mayores, será de 1,6 mm menos que el espesor, a no ser que el plano indique mayor tamaño.

1.17.4 Longitud de soldaduras de filete

La longitud mínima efectiva* de una soldadura de filete diseñada en función de su resistencia, no será menor de 4 veces su tamaño nominal, o bien, el tamaño de la soldadura se tomará como no mayor que la cuarta parte de su longitud efectiva.

Cuando se utilizan sólo soldaduras longitudinales de filete para conexiones en los extremos de barras planas a tensión, la longitud de cada soldadura de filete no será menor que la distancia perpendicular entre ellas. La separación transversal de soldaduras longitudinales de filete no será mayor de 200 mm en

* Ver Sección 1.14.6.2

conexiones en extremos de miembros, si es que el propio diseño no evita deformación transversal excesiva en la conexión.

1.17.5 Soldaduras de filete intermitentes

Se podrán emplear soldaduras de filete intermitentes para transmitir los esfuerzos calculados a través de una unión o superficies en contacto, cuando la resistencia requerida es menor que la desarrollada por una soldadura de filete continua del menor tamaño permitido. También se podrán usar soldaduras de filete intermitentes para unir los componentes de miembros armados. La longitud efectiva de cualquier segmento de soldadura de filete intermitente no será menor que cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 40 mm.

1.17.6 Juntas traslapadas

El traslapeo mínimo en juntas traslapadas será de cinco veces el espesor de la parte más delgada de la junta, pero no menos de 25 mm. Las juntas traslapadas que unen placas o barras sometidas a esfuerzos axiales se soldarán con filetes a lo largo de los extremos de ambos traslapos, excepto donde la deformación de las partes traslapadas está suficientemente restringida para evitar que se abra la junta bajo carga máxima.

1.17.7 Remates en extremos de soldaduras de filete

Cuando las soldaduras de filete en los extremos de miembros, estando en el extremo terminan en el lado, o estando en el lado terminan en el extremo, se rematarán dando vuelta a la esquina en forma continua por una distancia no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura, siempre que sea práctico hacerlo. Esta disposición se aplicará a las soldaduras de filete laterales y superiores que conectan ménsulas, asientos de vigas y conexiones similares, en el plano que contiene el eje alrededor del cual se calcula el momento de flexión. Los remates de soldaduras de filete se indicarán en los planos de diseño y en los de taller.

1.17.8 Soldaduras de filete en agujeros y cajas (agujeros alargados)

Se podrán emplear soldaduras de filete en agujeros o cajas para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas o para evitar el pandeo o separación de las partes traslapadas, y para unir los elementos que forman los miembros armados. Estas soldaduras de filete se podrán traslapar como se indica en la Sección 1.14.6.2. Las soldaduras de filete en agujeros o cajas no se considerarán como soldadura de tapón o de caja.

1.17.9 Soldadura de tapón y de caja

Se podrán emplear soldaduras de tapón o de caja para transmitir las fuerzas cortantes en las juntas traslapadas o para evitar el pandeo de partes traslapadas y para unir los elementos en miembros armados.

El diámetro del agujero para una soldadura de tapón no será menor que el espesor de la parte que la contiene, más 8 mm, ni mayor de 2,25 veces el espesor del metal de aporte.

La distancia mínima centro a centro de las soldaduras de tapón será 4 veces el diámetro del agujero.

La longitud de la caja para una soldadura de caja no excederá de 10 veces el espesor del metal de aporte. El ancho de la caja no será menor del espesor de la parte que la contiene, más 8 mm, ni será mayor de 2,25 veces el espesor del metal de aporte. Los extremos de la caja serán semicirculares o tendrán redondeadas las esquinas con un radio no menor del espesor de la parte que la contiene, excepto los extremos que se extiendan hasta los bordes.

La distancia mínima entre líneas de soldaduras de caja en dirección transversal a su longitud será 4 veces el ancho de la caja. La distancia mínima centro a centro en dirección longitudinal en cualquier línea será dos veces la longitud de la caja.

El espesor de las soldaduras de tapón o de caja en materiales con espesor de 16 mm o menos, será igual al espesor del material. En materiales de más de 16 mm de espesor será por lo menos igual a la mitad del espesor del material pero no menor de 16 mm.

SECCIÓN 1.18 MIEMBROS ARMADOS

1.18.1 Vigas tipo cajón abierto y enrejados

Cuando dos o más vigas laminadas o perfiles CE se usan lado a lado para formar un miembro sometido a flexión, éstas se conectarán entre sí a intervalos no mayores de 1 500 mm. Se pueden usar pernos con separadores, siempre que en vigas con más de 300 mm de peralte se usen cuando menos 2 pernos en cada localización de separador. Cuando se transmitan cargas concentradas de una viga a otra, o se distribuyan entre las vigas, se usarán diafragmas con la rigidez suficiente para distribuir la carga. Los diafragmas se atornillarán o se soldarán entre las vigas. Cuando las vigas están a la intemperie, sus superficies interiores se sellarán contra la corrosión o se separarán lo suficiente para permitir su limpieza y pintura.

1.18.2 Miembros en compresión

1.18.2.1 Todas las partes componentes de miembros armados en compresión,

y la separación transversal entre las líneas de sus sujetadores, deberán cumplir los requisitos de las Secciones 1.8 y 1.9.

1.18.2.2 En los extremos de miembros armados en compresión que se apoyan sobre placas de base o en superficies alisadas, todos los componentes que estén en contacto entre sí se unirán mediante tornillos separados longitudinalmente no más de 4 diámetros en una distancia igual a 1,5 veces el ancho máximo del miembro, o por soldaduras continuas que tengan una longitud no menor que el ancho máximo del miembro.

1.18.2.3 La separación longitudinal de sujetadores o soldaduras intermitentes entre extremos de miembros armados, será la adecuada para poder transferir los esfuerzos calculados. Cuando un elemento del miembro armado sometido a compresión consista en una placa exterior, con sujetadores en todas las líneas de gramil de cada sección o con soldaduras intermitentes en los bordes de los componentes, la separación máxima de los sujetadores o soldaduras no excederá de $1\ 060/\sqrt{F_v}$ veces el espesor de la placa exterior más delgada, ni excederá de 300 mm. Cuando los sujetadores se coloquen al tresbolillo, la separación máxima de cada línea de gramil no deberá exceder de $1\ 590/\sqrt{F_v}$ veces el espesor de la placa exterior más delgada, ni excederá de 450 mm. El espaciamiento longitudinal máximo de sujetadores o soldaduras intermitentes que conectan dos perfiles laminados entre sí, no excederá de 600 mm.

1.18.2.4 Los miembros en compresión formados por dos o más perfiles laminados separados uno de otro por placas de relleno interrumpidas, deberán conectarse entre sí a intervalos tales que la relación de esbeltez l/r de cada perfil, entre los sujetadores, no exceda de la relación de esbeltez que controla al miembro armado. Se usará en el cálculo de la relación de esbeltez de cada parte componente su radio de giro mínimo.

1.18.2.5 Los lados abiertos de miembros en compresión armados de placas o perfiles, tendrán celosías de enlace y placas de unión en cada extremo y en los puntos intermedios donde la celosía de enlace se interrumpa. Las placas de unión se colocarán tan cerca de los extremos como sea práctico en miembros principales con esfuerzos calculados. Las placas de unión en los extremos tendrán una longitud no menor que a distancia entre las líneas de sujetadores o soldaduras que las conectan a los componentes del miembro. Las placas de unión intermedias tendrán una longitud no menor que la mitad de esta distancia. El espesor de las placas de unión no será menor de 1/50 de la distancia entre las líneas de sujetadores o soldaduras que las conectan a los elementos del miembro. En construcción atornillada, la separación entre los sujetadores de las placas de unión en la dirección del esfuerzo no será mayor de 6 diámetros; se

conectarán las placas de unión a cada elemento con no menos de 3 sujetadores. En construcción soldada, la longitud de los cordones en la dirección del esfuerzo en cada borde de las placas de unión será cuando menos $1/3$ de la longitud de la placa.

1.18.2.6 Las celosías de enlace podrán ser de barras planas, ángulos, perfiles CE o de otro perfil. Su espaciamiento sobre los elementos del miembro se fijará de manera que la relación l/r del segmento entre conexiones no sea mayor que la relación de esbeltez que controla al miembro. La celosía se diseñará para resistir un esfuerzo cortante normal al eje del miembro igual a 2% del esfuerzo total de compresión en el miembro. La relación l/r para barras de celosía distribuidas en sistemas simples no excederá de 140. Para celosías dobles esta relación no excederá de 200. Las barras que forman una celosía doble se unirán en sus intersecciones. Las barras de enlace en compresión podrán considerarse como miembros secundarios. Su longitud de pandeo se tomará como la distancia entre los sujetadores o soldaduras que las unen a los elementos del miembro armado, en los casos de celosías simples. En celosías dobles, se tomará su longitud como el 70% de esta distancia.

La inclinación de las barras de celosía con respecto al eje del miembro, de preferencia no será menor de 60° para celosía simple, ni menor de 45° para celosía doble.

Cuando la distancia entre líneas de sujetadores o soldaduras en los elementos es mayor de 380 mm, la celosía será de preferencia doble o se hará de ángulos.

1.18.2.7 La función de las placas de unión y de las celosías de enlace puede ser desempeñada por cubreplacas continuas con una serie de agujeros de acceso. El ancho sin apoyo lateral de estas placas en los lugares donde se encuentran los agujeros de acceso, tal como se define en la Sección 1.9.2, se supone capaz de resistir esfuerzos axiales siempre que:

- La relación ancho/espesor cumpla con las limitaciones de la Sección 1.9.2.
- La longitud del agujero en la dirección del esfuerzo no sea mayor de dos veces su ancho.
- La separación entre dos agujeros en la dirección del esfuerzo no sea menor que la distancia transversal entre sujetadores o soldaduras.
- Los agujeros de acceso no tengan curvas con radios menores de 40 mm.

1.18.3 Miembros en tensión

1.18.3.1 En los miembros armados sujetos a tensión, formados por una placa y un perfil laminado o por dos placas conectadas entre sí, la separación longitudi-

dinal de los sujetadores o soldaduras de filete intermitentes que las unen, no será mayor que 24 veces el espesor de la placa más delgada ni mayor de 300 mm. La separación longitudinal de sujetadores y soldaduras intermitentes que conectan dos o más perfiles entre sí, en un miembro en tensión, no excederá de 600 mm. Los miembros en tensión formados por dos o más perfiles o placas separadas entre sí por medio de placas de relleno interrumpidas, se conectarán entre sí en las placas de relleno a intervalos tales que la relación de esbeltez de sus componentes entre los sujetadores no sea mayor de 240.

1.18.3.2 En miembros armados sujetos a tensión pueden usarse en los lados abiertos cubreplacas perforadas o placas de unión en vez de celosías de enlace. Las placas de unión tendrán una longitud no menor que dos tercios de la distancia entre las líneas de sujetadores o soldaduras que las conectan a los componentes del miembro. El espesor de las placas de unión no será menor de $1/50$ de la distancia entre estas líneas. La separación longitudinal de sujetadores o soldaduras intermitentes en las placas de unión no será mayor de 150 mm. La separación entre placas de unión se dispondrá del tal manera que la relación de esbeltez de los componentes entre ellas no sea mayor de 240.

SECCIÓN 1.19 CONTRAFLECHA

1.19.1 Armaduras y vigas

Generalmente las armaduras con claros mayores de 25 m deberán fabricarse con una contraflecha equivalente a la deformación producida por la carga muerta. Las trabes con claros mayores de 23 m que soportan grúas viajeras, se fabricarán con una contraflecha equivalente a la deformación producida por la carga muerta más la mitad de la producida por la carga viva.

1.19.2 Contraflecha para otros fines

Cualquier requerimiento especial de contraflecha deberá indicarse tanto en los planos de diseño como en los de taller.

1.19.3 Montaje

Las vigas y armaduras que se detallan sin contraflecha se fabricarán de manera que las deformaciones dentro de tolerancias queden, al ser montadas, con la deformación como contraflecha. Si la contraflecha de un miembro obliga a que otro miembro quede forzado al montarse, deberá hacerse notar en el plano de montaje.

SECCIÓN 1.20 DILATACIONES Y CONTRACCIONES

En el diseño se tomarán las disposiciones necesarias para que las dilataciones y contracciones producidas por cambios de temperatura no tengan efectos perjudiciales en la estructura.

SECCIÓN 1.21 BASES DE COLUMNAS

1.21.1 Cargas

Se tomarán las disposiciones necesarias para transmitir las cargas y los momentos de las columnas a la cimentación.

1.21.2 Alineación

Las bases de las columnas deberán colocarse niveladas, en su posición y elevación correctas, y quedar completamente apoyadas sobre la obra civil

1.21.3 Terminación

Las bases de columnas y placas de base se terminarán de acuerdo con los siguientes requisitos:

1. Las placas de apoyo laminadas hasta de 50 mm de espesor pueden usarse sin alisar,* siempre que se obtenga una superficie de contacto satisfactoria; las placas laminadas de más de 50 mm pero no más de 100 mm de espesor, se pueden enderezar en prensa o pueden alisarse las superficies de contacto (excepto como se establece en el Inciso 3 de esta sección); las placas de apoyo laminadas de más de 100 mm de espesor deberán ser alisadas en las superficies de contacto (excepto como se indica en el Inciso 3 de esta sección).
2. Las bases de columnas que no sean de acero laminado, se alisarán en toda la superficie de contacto (excepto como se indica en el Inciso 3 de esta sección).
3. No es necesario alisar la cara inferior de las placas de apoyo de acero laminado ni las bases de columnas, cuando se van a recibir sobre los cimientos con mortero.

* Ver Sección 1.5.1.5.1 de los Comentarios, Volumen II.

SECCIÓN 1.22 PERNOS DE ANCLAJE

Los pernos de anclaje se diseñarán para resistir todas las condiciones de tensión y esfuerzos cortantes en las bases de las columnas, incluyendo los componentes netos de tensión de cualquier momento de flexión que puede resultar de la fijación parcial o total de las columnas.

SECCIÓN 1.23 FABRICACIÓN

1.23.1 Contraflecha, curvado y enderezado

Se permite la aplicación local de calor o los medios mecánicos para producir o corregir la contraflecha, curvatura o para enderezar elementos estructurales. La temperatura de las áreas calentadas, medida con métodos aprobados, no excederá de 650°C.

1.23.2 Corte con oxígeno (oxicorte)

Los cortes con oxígeno, de preferencia se harán con equipos guiados mecánicamente y no a mano libre. Los bordes cortados de esta manera que vayan a estar sujetos a esfuerzos importantes, o sobre los que se vaya a depositar metal de soldadura, deberán estar razonablemente libres de muescas. Se permitirán muescas o imperfecciones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero las de dimensiones mayores se eliminarán con esmeril. Todas las esquinas entrantes tendrán un radio mínimo de 13 mm y estarán libres de muescas.

1.23.3 Alisado de bordes

A menos que la soldadura especificada requiera de una preparación de borde o los planos lo indiquen, los bordes cortados a cizalla o con oxicorte no requieren de terminación adicional.

1.23.4 Agujeros para construcción remachada y atornillada

1.23.4.1 Los tamaños máximos de agujeros para remaches y tornillos serán los que se indican en la Tabla 1.23.4. Podrán usarse agujeros más grandes en bases de columnas, cuando sea necesario para absorber la tolerancia en la colocación de pernos de anclaje en cimientos de concreto.

1.23.4.2 En las conexiones entre miembros deben utilizarse agujeros estándar, a no ser que el ingeniero proyectista apruebe el uso de agujeros sobredimen-

Tabla 1.23.4 Tamaño máximo^a de agujeros para sujetadores, en mm

Diámetro nominal del sujetador, d	Diámetro de agujero estándar	Diámetro de agujero sobre dimensionado	Dimensiones de agujero alargado corto ^b	Dimensiones de agujero alargado largo ^b
≤ 22	$d + 1,6$	$d + 5$	$(d + 1,6) \times (d + 6)$	$(d + 1,6) \times 2,5d$
25	27	32	27×33	27×64
≥ 29	$d + 1,6$	$d + 8$	$(d + 1,6) \times (d + 10)$	$(d + 1,6) \times 2,5d$

^a Los tamaños son nominales.
^b No se permiten para uniones remachadas.

sionados, alargados cortos o alargados largos en conexiones atornilladas. No podrán usarse agujeros sobredimensionados ni alargados en uniones remachadas.

Cuando el espesor del material es igual o menor que el diámetro nominal del tornillo o remache, los agujeros podrán punzonarse. Si el espesor del material es mayor que el diámetro nominal del tornillo o remache, los agujeros deberán taladrarse.

1.23.4.3 Se podrán usar agujeros sobredimensionados en cualquiera o en todos los elementos de conexiones por fricción, pero no pueden usarse en conexiones por aplastamiento. Deberán utilizarse arandelas endurecidas en los agujeros sobredimensionados en las caras exteriores de las uniones.

1.23.4.4 Pueden usarse agujeros alargados cortos en cualquier o en todos los elementos de conexiones por fricción o por aplastamiento. Los agujeros alargados se pueden usar sin tomar en cuenta la dirección de la carga en conexiones por fricción, pero en conexiones por aplastamiento su mayor dimensión debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Se colocarán arandelas sobre los agujeros alargados cortos en las placas exteriores; cuando se usen tornillos de alta resistencia, estas arandelas deberán ser endurecidas.

1.23.4.5 Tanto en conexiones por fricción como por aplastamiento, los agujeros alargados largos sólo pueden usarse en una de las partes conectadas en cada superficie individual de contacto. Pueden usarse agujeros alargados largos sin importar la dirección de la carga en las conexiones por fricción, pero en conexiones por aplastamiento su mayor dimensión debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usen agujeros alargados largos en un elemento exterior, deben usarse arandelas planas o una barra continua con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir completamente el agujero alargado después de la instalación. En conexiones con tornillos de alta resistencia, esas arandelas planas o barras continuas tendrán un espesor no menor de 8 mm, serán de material de grado estructural y no necesitan ser endurecidas. Si se requieren

arandelas endurecidas para satisfacer las disposiciones de las especificaciones para el uso de tornillos de alta resistencia, deberán ser colocadas sobre la superficie exterior de la arandela de placa o de la barra agujerada.

1.23.5 Armado en construcciones remachadas o atornilladas con tornillos de alta resistencia

Todos los componentes de miembros remachados deberán mantenerse rígidamente unidos mediante tornillos o pasadores mientras se remachan. El uso de un punzón de guía en los agujeros para remaches o tornillos durante el armado no debe distorsionar al metal ni agrandar los agujeros. Los agujeros cuyos diámetros tengan que aumentarse para poder meter los remaches o tornillos, deberán agrandarse con brocas cónicas o rectificarse a esmeril. La notoria falta de coincidencia de los agujeros será causa de rechazo.

Los remaches se instalarán con remachadoras de potencia, del tipo de compresión o de operación manual utilizando energía neumática, hidráulica o eléctrica. Después de colocados los remaches, deben quedar bien apretados con sus cabezas en contacto total con la superficie.

Generalmente los remaches se colocan en caliente; en este caso las cabezas terminadas tendrán forma aproximadamente hemisférica, serán de tamaño uniforme en toda la obra para el mismo tamaño de remache, estarán llenas, bien acabadas y concéntricas con los agujeros. Los remaches colocados en caliente se calentarán uniformemente a una temperatura que no exceda de 1 050°C y no deberán colocarse cuando su temperatura haya bajado de 540°C.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca, no tendrán una inclinación mayor de 1°20' con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la inclinación es mayor se usará una arandela biselada para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deben estar firmemente ajustadas durante la colocación de los tornillos, sin que haya entre ellos ningún relleno de material compresible. Una vez armadas todas las superficies de unión, incluyendo las adyacentes a las arandelas, estarán libres de escama suelta. Tampoco deberán tener tierra, rebabas ni otros defectos que puedan evitar un asentamiento correcto de las partes. Las superficies en contacto en conexiones por fricción no deberán tener aceite, pintura ni otros recubrimientos, excepto los listados en el Apéndice E, Volumen II.

Todos los tornillos A325 y A490 se apretarán hasta producir en ellos una tensión no menor que las indicadas en la Tabla 1.23.5. Podrán apretarse por el método de vuelta de tuerca,* por un indicador directo de tensión o mediante

* Ver Sección 1.23.5 de los Comentarios, Volumen II

Tabla 1.23.5 Tensión mínima en tornillos de alta resistencia^a, en kg

Diámetro del tornillo, en mm	Tornillos A325	Tornillos A490
13	5 400	6 800
16	8 600	10 900
19	12 700	15 900
22	17 700	22 200
25	23 100	29 000
29	25 400	36 300
32	32 200	47 300
35	38 600	54 900
38	46 700	67 100

^a Igual a 0.70 de la resistencia mínima a tensión especificada del tornillo.

llaves calibradas correctamente. Los tornillos apretados por medio de llaves calibradas se instalarán con arandelas endurecidas debajo de la tuerca o de la cabeza del tornillo, según sea el elemento que gire durante el apretado. No se requieren arandelas endurecidas cuando los tornillos se aprietan por el método de vuelta de tuerca, pero sí deben colocarse debajo de la tuerca y de la cabeza, cuando se usan tornillos A490 para unir material con un límite de fluencia menor de 2 810 kg/cm².

1.23.6 Construcción soldada

La técnica de soldadura, la ejecución, el aspecto y la calidad de las soldaduras realizadas, así como los métodos para corregir trabajos defectuosos, estarán de acuerdo con la "Sección 3-Mano de Obra" y "Sección 4-Técnica", del Código de Soldadura Estructural, AWS D1.1, de la Sociedad Americana de Soldadura.

1.23.7 Juntas en compresión

Las juntas en compresión que dependan del contacto por aplastamiento como parte de la capacidad del empalme, tendrán las superficies de contacto de las piezas ajustadas a un plano común mediante un alisamiento adecuado.

1.23.8 Tolerancias en dimensiones

Las tolerancias en dimensiones serán las permitidas en el Código de Prácticas Generales, última edición del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (IMCA).

SECCIÓN 1.24 PINTURA DE TALLER

1.24.1 Requisitos generales

La pintura de taller y la preparación de superficies, se harán de acuerdo con las disposiciones del Código de Prácticas Generales, última edición, del IMCA.

A no ser que se especifique otra cosa, todas las superficies de estructuras que queden cubiertas por los acabados interiores del edificio o que estén en contacto con concreto, no necesitan ser pintadas. A no ser que específicamente se excluyeran, todas las demás superficies de la estructura deberán tener una mano de pintura de taller.

1.24.2 Superficies inaccesibles

Excepto para superficies en contacto, las superficies que quedarán inaccesibles después del armado de taller, se limpiarán y pintarán de acuerdo con las especificaciones, antes de armar.

1.24.3 Superficies en contacto

La pintura puede usarse sin restricciones en conexiones por aplastamiento. Las superficies que queden en contacto después del armado de taller, se limpiarán antes de unir las de acuerdo con las disposiciones del Código de Prácticas Generales, última edición, del IMCA, pero no se pintarán, excepto cuando el diseño se basa en condiciones especiales de superficie, de acuerdo con los requisitos del Apéndice E, Volumen II. Las superficies que quedarán en contacto en el campo, y las que cumplan los requisitos del Apéndice E, se limpiarán en taller de acuerdo con las especificaciones de la obra, con las excepciones que se indican en la Sección 1.24.5.

1.24.4 Superficies alisadas

Las superficies alisadas se protegerán contra la corrosión, por medio de un recubrimiento que pueda ser removido antes del montaje, o que por sus características sea innecesario removerlo.

1.24.5 Superficies adyacentes a soldaduras de campo

A menos que se estipule otra cosa, las superficies situadas a unos 50 mm de cualquier parte donde se depositen soldaduras de campo, estarán libres de sustancias que pueden impedir una soldadura correcta o produzcan emanaciones tóxicas durante la ejecución de la soldadura.

SECCIÓN 1.25 MONTAJE

1.25.1 Contraventeo

Las estructuras de edificios de acero se montarán dentro de las tolerancias definidas en el Código de Prácticas Generales, última edición, del IMCA. Se emplearán contraventeos temporales de acuerdo con los requisitos del Código de Prácticas Generales, cuando sea necesario para resistir las cargas a las que pueda quedar sometida la estructura, incluyendo las producidas por equipo y su operación. Los contraventeos permanecerán en su lugar todo el tiempo que se requiera por razones de seguridad.

Cuando durante el montaje la estructura deba soportar el peso de materiales almacenados, de equipos de montaje u otras cargas, se tomarán las disposiciones adecuadas para resistir los esfuerzos producidos en la estructura.

1.25.2 Suficiencia de las conexiones temporales

Durante el proceso de montaje, los elementos estructurales se asegurarán mediante tornillos o soldaduras capaces de soportar todos los esfuerzos producidos por carga muerta, viento y montaje.

1.25.3 Alineación

Se deberá alinear la estructura correctamente, antes de colocarse remaches, tornillos o soldaduras.

1.25.4 Ajuste de las juntas en compresión de columnas

Se aceptarán holguras que no excedan de 2 mm entre partes que deban estar teóricamente en contacto, independientemente del tipo de empalme empleado (remachado, atornillado o soldado con penetración parcial). Si la abertura excede 2 mm, pero es menor de 6 mm, y si un estudio muestra que no existe un área de contacto suficiente, la holgura se rellenará con cuñas planas de acero. Es suficiente que las cuñas planas sean de acero dulce, cualquiera que sea el tipo de acero de la columna.

1.25.5 Soldaduras de campo

Toda la pintura de taller en superficies adyacentes a las juntas que se soldarán en campo, debe ser removida con cepillo de alambre hasta reducir la película de pintura a un mínimo.

1.25.6 Pintura de campo

El contrato indicará explícitamente la parte responsable de limpiar la estructura después del montaje, resanar la pintura de taller y, en su caso, aplicar la pintura de acabado.

SECCIÓN 1.26 CONTROL DE CALIDAD

1.26.1 Generalidades

El fabricante proporcionará procedimientos de control de calidad con el alcance que estime necesario para asegurar que todo el trabajo sea ejecutado de acuerdo con estas especificaciones. Adicionalmente a los procedimientos de control del fabricante, el material y la mano de obra podrán ser sometidos en cualquier momento a supervisión por inspectores calificados que representen al comprador. Cuando se vaya a requerir la inspección por representantes del comprador, este requerimiento se indicará en la información proporcionada a los concursantes.

1.26.2 Cooperación

Hasta donde sea posible, toda inspección por los representantes del comprador será efectuada en la planta del fabricante, quien cooperará con el inspector permitiendo el acceso para inspección a todos los lugares donde se esté realizando el trabajo. El inspector representante del comprador programará su trabajo de manera que ocasione la mínima interrupción al trabajo del fabricante.

1.26.3 Rechazos

El material o la mano de obra que no esté razonablemente de acuerdo con las disposiciones de estas especificaciones, podrá ser rechazado en cualquier momento durante el avance del trabajo. El fabricante recibirá copias de todos los informes proporcionados al comprador por los inspectores.

1.26.4 Inspección de soldadura

La inspección de soldadura será realizada de acuerdo con las disposiciones del Código de Soldadura Estructural, Sección 6 AWS D1.1, de la Sociedad Americana de Soldadura.

Cuando se requieran ensayos no destructivos, el proceso, alcance, técnica y normas de aceptación, se definirán claramente en la información suministrada a los concursantes.

1.26.5 Identificación del acero

El fabricante deberá tener establecido un sistema gráfico de control de materiales, capaz de identificar calidad y destino de los materiales que intervienen en los elementos principales de carga. El método de identificación deberá permanecer visible hasta las operaciones de armado.

El método deberá ser capaz de identificar el material en lo que respecta a:

1. Tipo de acero.
2. Número de colada, si se requiere.
3. Resultados de pruebas en casos especiales

Parte 2 DISEÑO PLÁSTICO

SECCIÓN 2.1 ALCANCE

Sujeto a las limitaciones aquí contenidas, las vigas simples y continuas, los marcos rígidos planos arriostrados y sin arriostrar y las partes semejantes de estructuras construidas rigidamente a manera de ser continuas sobre al menos un apoyo interior,* se podrán diseñar con base en el diseño plástico, es decir, con base en su resistencia máxima. Esta resistencia, determinada mediante un análisis racional, no será menor que la requerida para soportar una carga incrementada igual a 1,7 veces la carga viva y muerta de diseño o 1,3 veces estas cargas actuando en conjunto con 1,3 veces cualquier fuerza especificada de viento o sismo.

Los marcos rígidos deberán satisfacer los requisitos de construcción Tipo 1 en el plano del marco, como se indica en la Sección 1.2. Esto no limita el uso de algunas conexiones simples, siempre que se cumplan los requisitos de la Sección 2.3. El Tipo 2 de construcción se permite para miembros entre marcos rígidos. Las conexiones que unen una parte de una estructura diseñada con base en el comportamiento plástico, con otra parte no diseñada de esta manera, no necesitan ser más rígidas que las conexiones de ángulos de asiento y en patín superior, o conexiones normales por alma.

Cuando se use el método plástico para el diseño de vigas continuas y marcos estructurales, se pueden omitir las disposiciones contenidas en la Parte 1 relativas a esfuerzos permisibles. Sin embargo, deberán aplicarse todas las demás disposiciones pertinentes contenidas en la Parte 1, excepto por las modificaciones que aquí se especifican.

No se recomienda que las trabes carril de grúas puente, cuando se diseñan con esfuerzos máximos, sean continuas sobre apoyos verticales interiores. Sin embargo, cuando son marcos rígidos las estructuras que soportan las trabes carril, sí podrán considerarse dentro del alcance de estas reglas.

* Apoyo interior, como aquí se usa, puede considerarse que incluye una esquina rígida de un marco, formado por la conexión de una columna y una viga horizontal o inclinada.

SECCIÓN 2.2 ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural estará de acuerdo con una de las siguientes especificaciones, última edición:

- Acero estructural, NOM-B-254-1974 (ASTM A36).
- Acero estructural de baja aleación y alta resistencia, NOM-B-282-1974 (ASTM A242).
- Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso-vanadio, NOM-B-284-1973 (ASTM A441).
- Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 29,5 kg/mm² y con un espesor máximo de 12,7 mm, NOM-B-99-1971 (ASTM A529).

SECCIÓN 2.3 BASES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA MÁXIMA

Para marcos de uno o dos niveles la resistencia máxima se podrá determinar por un procedimiento de análisis plástico usual, y el efecto de inestabilidad del marco ($P\Delta$) se podrá despreciar. Para marcos arriostrados de más de dos niveles, se deberá considerar el efecto de inestabilidad del marco para el diseño del sistema de arriostramiento y de los miembros del marco. Para marcos no arriostrados de dos o más niveles, el efecto de inestabilidad del marco se incluirá directamente en los cálculos para la resistencia máxima.

2.3.1 Estabilidad de marcos arriostrados

El análisis racional del sistema de arriostramiento vertical de un marco de dos o más niveles, deberá demostrar que el sistema es capaz de:

1. Evitar el pandeo de la estructura bajo las cargas gravitacionales incrementadas.
2. Mantener la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos de volteo por desplazamiento, bajo cargas gravitacionales incrementadas más cargas horizontales incrementadas.

Puede considerarse que el sistema de arriostramiento vertical funciona en conjunto con muros interiores y exteriores resistentes al esfuerzo cortante, contenidos en su mismo plano, así como con las losas de entresijos y de cubiertas, siempre que los muros, las losas de entresijo y de cubierta estén conectados a los marcos estructurales. Para el análisis de pandeo del marco y de su estabilidad lateral, se considerará que las columnas, vigas y miembros diagonales que

forman parte del sistema de arriostramiento vertical, integran una armadura vertical en cantilever, simplemente conectada. La deformación axial de todos los miembros del sistema de arriostramiento vertical, deben ser incluidos en el análisis de la estabilidad lateral. La fuerza axial en estos miembros causada por cargas gravitacionales incrementadas más las cargas horizontales también incrementadas, no debe exceder de $0,85 P_v$, en donde P_v es el producto del esfuerzo de fluencia por el área transversal del miembro.

Las vigas incluidas en el sistema de arriostramiento vertical de un marco arriostrado de más de dos niveles, se diseñarán para resistir la fuerza axial y el momento causados por las cargas concurrentes incrementadas horizontales y gravitacionales de acuerdo con la fórmula (2.4-2), con P_{cr} tomada como la resistencia axial máxima de la viga, basada en la relación de esbeltez real entre los puntos arriostrados en el plano de flexión.

2.3.2 Estabilidad de marcos no arriostrados

La resistencia de un marco no arriostrado de más de dos niveles se determinará por un análisis racional que incluye el efecto de inestabilidad del marco y la deformación axial de las columnas. Este marco deberá diseñarse para ser estable bajo el efecto de cargas gravitacionales incrementadas y de cargas gravitacionales incrementadas más cargas horizontales incrementadas. La fuerza axial en las columnas, producida por las cargas incrementadas, no excederá de $0,75 P_v$.

SECCIÓN 2.4 COLUMNAS

En el plano de flexión de columnas que desarrollarían una articulación plástica con su carga última, la relación de esbeltez l/r no deberá exceder C_{cr} , como se define en la Sección 1.5.1.3.

La resistencia máxima de un miembro cargado en compresión axial se tomará como:

$$P_{cr} = 1,7AF_a \quad (2.4-1)$$

en donde:

A es el área total del miembro y F_a como se define en la fórmula (1.5-1), se basa en la relación de esbeltez aplicable.*

* Ver Sección 2.4 de los Comentarios, Volumen II

Los miembros sometidos simultáneamente a carga axial y momento de flexión deberán diseñarse para satisfacer las siguientes fórmulas de interacción:

$$\frac{P}{P_c} + \frac{C_m M}{\left(1 - \frac{P}{P_c}\right) M_m} \leq 1,0 \quad (2.4.2)$$

$$\frac{P}{P_c} + \frac{M}{1,18 M_p} \leq 1,0; M \leq M_p \quad (2.4.3)$$

en donde:

M = momento máximo incrementado, en toneladas-metro.

P = carga axial aplicada, en toneladas.

P_c = carga de pandeo de Euler, en toneladas.

$$= \frac{23}{12} AF_c', \text{ en donde } F_c' \text{ se define en la Sección 1.6.1.}$$

C_m = coeficiente definido en la Sección 1.6.1.

M_m = momento máximo que puede soportar el miembro cuando no hay carga axial, en toneladas metro.

M_p = momento plástico, en toneladas-metro.
= ZF_y

Z = módulo de sección plástico, en cm^3 .

Para columnas arriostradas en la dirección de su menor resistencia:

$$M_m = M_p$$

Para columnas no arriostradas en la dirección de su menor resistencia:

$$M_m = \left[1,07 - \frac{(l/r_y) \sqrt{F_y}}{26\,500} \right] M_p \leq M_p \quad (2.4.4)$$

SECCIÓN 2.5 CORTANTE

A no ser que se refuercen con atiesadores diagonales o placas adosadas, las almas de columnas y vigas, incluyendo las zonas dentro del contorno de las conexiones, se diseñarán de manera que:

$$V_u \leq 0,55 F_y t d \quad (2.5-1)$$

en donde:

V_u = fuerza cortante que sería producida por la carga incrementada, en kg.

d = peralte del miembro, en cm.

t = espesor del alma, en cm.

SECCIÓN 2.6 PANDEO DEL ALMA DEBIDO A CARGAS CONCENTRADAS

Se requieren atiesadores de alma en el punto de aplicación de carga donde se formaría una articulación plástica del miembro.

Se requieren atiesadores de alma conforme con las disposiciones de la Sección 1.15.5, en los puntos de un miembro donde la carga concentrada transmitida por los patines de un miembro rígidamente conectado, produciría pandeo en el alma frente al patín a compresión, o un esfuerzo grande de tensión en la conexión del patín a tensión.

SECCIÓN 2.7 ESPESORES MÍNIMOS (RELACIÓN ANCHO/ESPESOR)

La relación ancho/espesor para patines de perfiles laminados IR o IE, y para perfiles armados similares de una sola alma, que estarían sometidos a compresión por rotación de la articulación bajo la carga última, no excederá de los siguientes valores:

F_y	$\frac{b_f}{2t_f}$
2 530	8,5
2 950	8,0
3 160	7,4
3 520	7,0

Si el espesor del patín es variable, se tomará el promedio.

Bajo las condiciones de carga arriba indicadas, la relación ancho/espesor de los patines a compresión de secciones en cajón y de cubreplacas, no excederá de $1\,590/\sqrt{F_v}$. Para este propósito, el ancho de una cubreplaca se tomará como la distancia entre las líneas longitudinales de remaches, tornillos de alta resistencia o soldaduras que la unen al patín.

La relación peralte/espesor de almas de miembros sujetos a flexión plástica, no excederá el valor dado por las fórmulas (2.7-1a) ó (2.7-1b), según sea el caso.

$$\frac{d}{t} = \frac{3\,450}{\sqrt{F_v}} \left(1 - 1,4 \frac{P}{P_v}\right) \quad \text{cuando } \frac{P}{P_v} \leq 0,27 \quad (2.7-1a)$$

$$\frac{d}{t} = \frac{2\,150}{\sqrt{F_v}} \quad \text{cuando } \frac{P}{P_v} > 0,27 \quad (2.7-1b)$$

SECCIÓN 2.8 CONEXIONES

Todas las conexiones, cuya rigidez sea esencial para la continuidad supuesta como la base del análisis, han de resistir los momentos, fuerzas cortantes y cargas axiales a las que estarían sujetas por la carga total incrementada o cualquier distribución parcial probable de la misma.

Las conexiones de esquina en que la viga se aperlta por razones arquitectónicas, con pendiente o con curva, se diseñarán para desarrollar la resistencia a la flexión plástica total de la sección adyacente a la conexión.

En los marcos, para mantener la continuidad de un miembro que se interrumpe al interceptar a otro, deberán continuarse los patines del miembro interrumpido mediante atiesadores en el alma del otro miembro. Estos atiesadores se pondrán por pares a cada lado del alma del miembro continuo, coincidiendo con los patines del miembro interrumpido.

Se diseñarán los tornillos de alta resistencia, los tornillos A307, los remaches y las soldaduras para resistir las fuerzas producidas por una carga incrementada, usando esfuerzos iguales a 1,7 veces los especificados en la Parte 1. En general, es preferible usar soldaduras de ranura y no de filete, pero esto no es obligatorio.

Pueden emplearse tornillos de alta resistencia en conexiones que tengan pintadas sus superficies de contacto, siempre que las conexiones sean de tal tamaño que el deslizamiento requerido para que los tornillos apoyen en las paredes de los agujeros, no interfiera con la formación, a la carga incrementada, de las articulaciones plásticas supuestas en el diseño.

SECCIÓN 2.9 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

Los miembros estarán adecuadamente arriostrados para resistir desplazamientos laterales y torsionales en los lugares donde se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de falla. La longitud sin apoyo lateral, l_{cr} , desde el punto en que se forman dichas articulaciones arriostradas, hasta puntos adyacentes similarmente arriostrados en el miembro o marco, no excederá del valor determinado por las fórmulas (2.9-1a) ó (2.9-1b), según sea el caso.

$$\frac{l_{cr}}{r_y} = \frac{96\,700}{F_v} + 25 \quad \text{cuando } 1,0 > \frac{M}{M_p} > -0,5 \quad (2.9-1a)$$

$$\frac{l_{cr}}{r_y} = \frac{96\,700}{F_v} \quad \text{cuando } -0,5 \geq \frac{M}{M_p} > -1,0 \quad (2.9-1b)$$

en donde:

r_y = radio de giro del miembro con respecto a su eje de menor resistencia, en cm.

M = el menor de los momentos en los extremos del segmento no arriostrado, en toneladas-metro.

M/M_p = cociente de los momentos en el extremo; es positivo cuando el segmento se flexiona en curvatura doble y negativo cuando se flexiona en curvatura simple.

Las disposiciones anteriores no necesariamente se aplican en la región de la última articulación plástica que se forma en el mecanismo de falla, supuesto como base para el diseño de un miembro, ni en miembros orientados con su eje de menor resistencia perpendicular al plano de flexión. Sin embargo, en la región de la última articulación que se forma, y en regiones no adyacentes a una articulación plástica, la distancia máxima entre puntos de apoyo lateral será tal que satisfaga los requisitos de las fórmulas (1.5-6a), (1.5-6b) ó (1.5-7), así como los de las fórmulas (1.6-1a) y (1.6-1b), en la Parte 1 de estas especificaciones. Para este caso, los valores de f_a y f_b deben calcularse con el momento y fuerza axial a la carga incrementada, divididos entre el factor de carga aplicable.

Los miembros empotrados en muros de concreto o de mampostería con su alma perpendicular al muro, pueden suponerse lateralmente apoyados con respecto a su eje de menor resistencia.

SECCIÓN 2.10 FABRICACIÓN

Las disposiciones de la Parte 1 con respecto a la calidad de la mano de obra, son las que regirán la fabricación de las estructuras o partes de ellas, diseñadas con base en la resistencia máxima, sujetas a las siguientes limitaciones:

1. Se evitará el uso de bordes cortados a cizalla en lugares donde se formen articulaciones plásticas bajo carga incrementada. En caso de usarse, los bordes deberán alisarse mediante esmeril u otro medio adecuado.
2. En lugares donde se formen articulaciones plásticas bajo carga incrementada, los agujeros para remaches o tornillos en el área de tensión serán punzonados a un diámetro menor y escariados o taladrados al tamaño final.

CÓDIGO DE PRÁCTICAS GENERALES

imca

ÍNDICE

CÓDIGO DE PRÁCTICAS GENERALES

Sección 1 Disposiciones generales

- 1.1 Alcance
- 1.2 Definiciones
- 1.3 Criterios de diseño para edificios y estructuras en general
- 1.4 Diseño de puentes
- 1.5 Responsabilidad por el diseño
- 1.6 Patentes

Sección 2 Clasificación de materiales

- 2.1 Acero estructural
- 2.2 Otros elementos de acero o de otros materiales

Sección 3 Planos y especificaciones

- 3.1 Acero estructural
- 3.2 Planos arquitectónicos y de instalaciones eléctricas y mecánicas
- 3.3 Discrepancias
- 3.4 Planos legibles

Sección 4 Dibujos de taller y montaje

- 4.1 Responsabilidad del propietario
- 4.2 Aprobación
- 4.3 Dibujos suministrados por el propietario

Sección 5 Materiales

- 5.1 Materiales laminados
- 5.2 Materiales en existencia

Sección 6 Fabricación y expedición

- 6.1 Identificación de materiales
- 6.2 Habilitado del material
- 6.3 Ajuste y sujeción
- 6.4 Tolerancias en dimensiones
- 6.5 Pintura de taller
- 6.6 Marcas de montaje y entrega
- 6.7 Entrega de materiales

Sección 7 Montaje

- 7.1 Método de montaje
- 7.2 Condiciones en el sitio de la obra
- 7.3 Cimientos, pilas y estribos
- 7.4 Trazos y bancos de nivel
- 7.5 Colocación de pernos de anclaje y elementos empotrados
- 7.6 Dispositivos de apoyo
- 7.7 Materiales para conexiones de campo
- 7.8 Piezas sueltas
- 7.9 Soportes provisionales durante el montaje de las estructuras de acero
 - 7.9.1 Generalidades
 - 7.9.2 Estructuras de acero autoportadas
 - 7.9.3 Estructuras de acero soportadas externamente
 - 7.9.4 Condiciones especiales de montaje
 - 7.9.5 Remoción de los soportes provisionales
 - 7.9.6 Soportes provisionales para otros trabajos
- 7.10 Pisos y pasamanos provisionales para edificios
- 7.11 Tolerancias
 - 7.11.1 Dimensiones totales
 - 7.11.2 Puntos y líneas de trabajo
 - 7.11.3 Posición y alineación
 - 7.11.3.1 Columnas
 - 7.11.3.2 Miembros conectados a columnas
 - 7.11.3.3 Otros miembros
 - 7.11.3.4 Elementos ajustables
 - 7.11.4 Previsión de espacios libres
 - 7.11.5 Aceptación de posición y alineación
- 7.12 Corrección de errores
- 7.13 Cortes, modificaciones y agujeros para otros usos
- 7.14 Manejo y almacenamiento
- 7.15 Pintura de campo
- 7.16 Limpieza final

Sección 8 Aseguramiento de la calidad

- 8.1 Generalidades
- 8.2 Inspección de materiales laminados

- 8.3 Ensayos no destructivos
- 8.4 Inspección de la preparación de superficie y de la pintura de taller
- 8.5 Inspección externa

Sección 9 Contratos

- 9.1 Tipos de contratos
- 9.2 Cálculo del peso de la estructura
- 9.3 Modificaciones a los documentos contractuales
- 9.4 Ajustes a los precios del contrato
- 9.5 Programación

Sección 10 Acero estructural aparente

- 10.1 Alcance
- 10.2 Información adicional requerida
- 10.3 Fabricación
 - 10.3.1 Perfiles laminados
 - 10.3.2 Perfiles armados
 - 10.3.3 Soldaduras pasadas por penetración
 - 10.3.4 Uniones
 - 10.3.5 Soldaduras
 - 10.3.6 Acero resistente a la intemperie
- 10.4 Entrega de materiales
- 10.5 Montaje
 - 10.5.1 Generalidades
 - 10.5.2 Tolerancia de montaje
 - 10.5.3 Elementos combinados con concreto

CÓDIGO DE PRÁCTICAS GENERALES

SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES

1.1 Alcance

Las prácticas que a continuación se definen son las comúnmente aceptadas en la industria de la fabricación de acero estructural. A falta de otras estipulaciones en los documentos contractuales, las prácticas comerciales definidas en este código regirán la fabricación y montaje del acero estructural.

1.2 Definiciones

- **Aprobación:** Es la autorización que da el propietario para que el fabricante pueda comenzar el trabajo contratado incluyendo adquisición de materiales y elaboración de los dibujos de taller.
- **Documentos contractuales:** Son los que definen la responsabilidad de las partes involucradas en presentación de oferta, compra, suministro y montaje de la estructura de acero. Estos documentos generalmente consisten en un contrato, los planos de diseño y las especificaciones.
- **Fabricante:** Es la parte responsable del suministro del acero estructural fabricado.
- **Ingeniero o Arquitecto:** Es el calculista designado por el propietario, responsable del diseño y buen comportamiento de la estructura.
- **Materiales:** Son los productos de acero de las plantas de laminación expresamente ordenados para cubrir las necesidades de un determinado proyecto.
- **Montador:** Es la parte responsable del montaje de la estructura de acero.
- **Planos de diseño:** Son los dibujos suministrados por la parte responsable del diseño de la estructura.
- **Planos de taller y montaje:** Son los dibujos preparados por el fabricante y el montador para la ejecución del trabajo.

- **Propietario:** Es el dueño de la estructura, o los representantes por él designados, que pueden ser el ingeniero, el arquitecto, el contratista, el supervisor, una dependencia oficial u otros.

1.3 Criterios de diseño para edificios y estructuras en general

En ausencia de otras estipulaciones, se aplicarán las Especificaciones del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (IMCA), para el diseño de estructuras de acero.

1.4 Diseño de puentes

En ausencia de otras estipulaciones, deberán aplicarse las Especificaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

1.5 Responsabilidad por el diseño

1.5.1 El fabricante y el montador no son responsables de que el diseño sea correcto, adecuado, ni que cumpla con los reglamentos aplicables cuando el propietario suministra el diseño, planos y especificaciones. El fabricante no es responsable de que el montaje sea práctico o seguro cuando la estructura la instalen otros.

1.5.2 Cuando el propietario solicite al fabricante o montador el diseño, planos estructurales y especificaciones, o que asuma cualquier responsabilidad de que el diseño sea correcto, adecuado y cumpla con los reglamentos aplicables, esto deberá quedar claramente estipulado en los documentos contractuales.

1.6 Patentes

Cuando el diseño no es suministrado por el fabricante o montador, se presumirá que el propietario ha obtenido todos los permisos necesarios y que por consiguiente el fabricante o montador no infringirán derechos de patente por cumplir con los requisitos de los documentos contractuales.

SECCIÓN 2 CLASIFICACIÓN DE MATERIALES

2.1 Acero estructural

Para definir el alcance del suministro bajo los términos de los documentos contractuales, "el acero estructural" consistirá sólo de los siguientes elementos:

- a) Anclas de acero estructural.
- b) Arriostramientos, contravientos y puntales.
- c) Armaduras.
- d) Bases de acero estructural.
- e) Columnas.
- f) Conectores de cortante, de perfil laminado.
- g) Estructuras de soporte de tuberías, transportadores y similares.
- h) Escaleras y barandales.*
- i) Largueros y polines.
- j) Marquesinas.
- k) Monorrieles de perfiles estructurales.*
- l) Placas de relleno y nivelación.*
- m) Placas de piso, lisas o antiderrapantes.*
- n) Piezas de apoyo de acero estructural para puentes.*
- ñ) Pasadores.
- o) Rejillas de piso.*
- p) Tirantes, péndolas y colgantes
- q) Tornillos de taller y de campo
- r) Vigas y trabes.

2.2 Otros elementos de acero o de otros materiales

La clasificación "acero estructural" no incluye ningún concepto que no se encuentre listado en la Sección 2.1, aun cuando estos elementos se muestren en los planos como parte de la estructura o conectados a ella. Estos elementos incluyen, pero no se limitan, a los siguientes:

1. Cimbras de láminas acanaladas.
2. Chimeneas, tanques y recipientes a presión.
3. Elementos requeridos para la instalación o armado de materiales suministrados por otros proveedores que no sean los fabricantes de estructuras de acero.
4. Herrería y cancelería.

SECCIÓN 3 PLANOS Y ESPECIFICACIONES

3.1 Acero estructural

Para asegurar que las ofertas sean completas y correctas, los documentos contractuales deben incluir planos completos del diseño estructural mostrando

* Se incluyen sólo bajo convenio especial

claramente el trabajo por ejecutarse e indicando tamaños, perfiles, normas de materiales, localización de todos los miembros, niveles de los pisos, alineaciones y centros de columnas, contraflechas, así como las dimensiones suficientes para poder estimar correctamente las cantidades y tipo de acero estructural por suministrarse. Las especificaciones del acero estructural deben incluir cualquier requisito especial referente a la fabricación y montaje del mismo.

3.1.1 Los planos deben mostrar con suficiente detalle para ser fácilmente comprendidos, los arriostramientos, contravientos, conexiones, atiesadores en columnas y vigas, refuerzos en alma, agujeros para otras instalaciones y otros detalles especiales.

3.1.2 Los planos deben incluir información suficiente respecto a las cargas consideradas, las fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales que deben soportar los miembros y sus conexiones y que pueda ser necesaria para el diseño de los detalles de conexión en los dibujos de taller y para el montaje de la estructura.

3.1.3 Cuando las conexiones no se muestren en los planos deberá considerarse que se harán conforme a estas especificaciones.

3.1.4 Cuando se incluyan en el suministro del acero estructural placas de relleno y nivelación y otros elementos especiales, los planos deberán mostrar los tamaños, perfiles y localización de todas las piezas.

3.2 Planos arquitectónicos y de instalaciones eléctricas y mecánicas

Los planos arquitectónicos y de las instalaciones eléctricas y mecánicas pueden usarse como suplemento de los planos estructurales para definir los detalles constructivos de la estructura, siempre que los requisitos derivados de ellos se muestren en los planos estructurales.

3.3 Discrepancias

En caso de discrepancias entre los planos y las especificaciones para edificios, regirán las especificaciones. En caso de discrepancias entre los planos y las especificaciones para puentes, regirán los planos. En caso de discrepancias entre las dimensiones a escala en los planos y los números de las acotaciones, regirán los números. En caso de discrepancias entre los planos de la estructura de acero y otros planos, regirán los planos de la estructura de acero.

3.4 Planos legibles

Los planos deberán ser fácilmente legibles y estar dibujados a una escala no menor de 1:100. La información más compleja deberá dibujarse a la escala necesaria para su claridad.

SECCIÓN 4 DIBUJOS DE TALLER Y MONTAJE

4.1 Responsabilidad del propietario

El propietario deberá suministrar completos y a tiempo los planos y especificaciones aprobados de la estructura de acero, de acuerdo con los documentos contractuales.

El fabricante requiere de planos y especificaciones aprobados para poder ordenar los materiales y elaborar los dibujos de taller y montaje.

4.2 Aprobación

Cuando el fabricante prepare los dibujos de taller deberá someter copias de los mismos al propietario para su revisión y aprobación, considerando que le serán devueltos en un plazo no mayor de 14 días naturales. El propietario devolverá estos planos aprobados o aprobados sujetos a las correcciones anotadas.

El fabricante quedará autorizado para proceder a la fabricación después de corregir los dibujos de acuerdo con las anotaciones y enviar las copias corregidas al propietario.

4.2.1 La aprobación por el propietario de los dibujos de taller preparados por el fabricante indica que éste ha interpretado correctamente los planos estructurales y las especificaciones. Con su aprobación el propietario acepta plena responsabilidad por el diseño de conexiones hecho por el fabricante, como parte de la elaboración de los dibujos de taller.

Esta aprobación no releva al fabricante de su responsabilidad por la exactitud de las dimensiones detalladas en los dibujos de taller, ni por el buen ajuste de las piezas al ensamblarse en el campo.

4.2.2 A no ser que se estipule otra cosa, al aprobar el propietario con modificaciones los dibujos de taller o de montaje, autoriza al fabricante a proceder con la construcción con los cambios anotados.

4.3 Dibujos suministrados por el propietario

Cuando el propietario suministre los dibujos de taller los deberá entregar oportunamente, de modo que permita al fabricante adquirir materiales y

fabricar en forma ordenada, de acuerdo con el programa convenido. El propietario deberá preparar, hasta donde sea posible, los dibujos de taller de acuerdo con las normas y prácticas del fabricante. El propietario será responsable de que los planos que suministre sean completos y exactos.

SECCIÓN 5 MATERIALES

5.1 Materiales laminados

5.1.1 Los ensayos efectuados por la planta de laminación servirán para demostrar que los materiales cumplen con las especificaciones establecidas en los documentos contractuales. A no ser que se establezcan requisitos especiales en los documentos contractuales, las pruebas realizadas por las laminadoras se limitarán a las señaladas por la norma oficial mexicana correspondiente. El fabricante solamente suministrará certificado de calidad cuando lo solicite el propietario en los documentos contractuales.

5.1.2 Cuando el material recibido de la laminadora no cumpla con las tolerancias de deformación establecidas por la norma NOM-B-252, el fabricante podrá corregir las deformaciones mediante la aplicación controlada de calor o procedimientos mecánicos de enderezado, sujeto a las limitaciones de las Especificaciones IMCA, última edición.

5.1.3 Los procedimientos para corregir defectos en las superficies de placas y perfiles, que se describen en la norma NOM-B-252, podrá efectuarlos el propio fabricante a su elección cuando los defectos han sido descubiertos después de entregado el material por la laminadora.

5.1.4 Cuando por requisitos especiales se requiera de tolerancias más estrictas que las permitidas por la norma NOM-B-252, estos requisitos deberán establecerse en los documentos contractuales y el fabricante podrá optar por usar los procedimientos correctivos antes mencionados.

5.2 Materiales en existencia

5.2.1 Para que un fabricante pueda usar sus existencias de materiales laminados en las estructuras contratadas, su calidad deberá ser cuando menos igual a la especificada en los documentos contractuales.

5.2.2 Los certificados de calidad o facturas, de laminadoras o de distribuidores, que el fabricante conserva, son prueba suficiente de la calidad de los mate-

riales que éste mantenga en existencia. No es necesario que el fabricante lleve un control para identificar la calidad de piezas individuales, siempre que sus pedidos estipulen las especificaciones del material que compró.

5.2.3 Los materiales en existencia que fueron comprados sin establecer sus especificaciones y para los que no existan constancias de calidad, sólo podrán usarse previa autorización del propietario, excepto cuando su calidad no pueda afectar la estabilidad de la estructura.

SECCIÓN 6 FABRICACIÓN Y EXPEDICIÓN

6.1 Identificación de materiales

6.1.1 De acuerdo con la norma NOM-B-252, el proveedor de aceros de alta resistencia y de aceros sujetos a especificaciones especiales deberá poner la marca de identificación a sus materiales laminados antes de entregarlos al taller del fabricante o a la obra.

6.1.2 Cuando los materiales laminados mencionados en el párrafo anterior carezcan de la marca de identificación del proveedor, no deberán usarse hasta su plena identificación mediante los ensayos mencionados en la Sección 1.4.1.1 de las Especificaciones IMCA, ni antes de aplicar la marca de identificación del fabricante que a continuación se describe.

6.1.3 Durante la fabricación, cada pieza de acero de alta resistencia y de acero con requisitos especiales deberá conservar la marca de identificación del proveedor o del fabricante, hasta quedar ensamblada con otros miembros. El sistema de marcas de identificación del fabricante deberá tener su descripción escrita a disposición del propietario.

6.1.4 Los miembros de acero de alta resistencia y de acero con requisitos especiales no deberán llevar las mismas marcas de ensamble o montaje que los miembros hechos de otros aceros, aun cuando sus dimensiones y detalles sean idénticos.

6.2 Habilitado del material

6.2.1 Los oxicortes pueden ser a mano libre o con guía mecánica.

6.2.2 Las superficies de estructuras que en los planos se señalan como "alisadas" se definen como las que tienen una altura de rugosidad ANSI máxima de

500. Cualquier técnica de fabricación que produzca este acabado, tal como corte por fricción, aserrado en frío, esmerilado, etc., es aceptable.

6.3 Ajuste y sujeción

6.3.1 Los elementos salientes de las piezas de conexión no tienen que enderezarse en el plano conectado si puede demostrarse que la instalación de los sujetadores o el uso de dispositivos de ajuste proporcionarán un contacto razonable entre las superficies de unión.

6.3.2 Frecuentemente es necesario usar placas de extensión en las uniones a tope para obtener soldaduras de buena calidad. No es necesario que el fabricante o montador las quite a no ser que se especifique en los documentos contractuales. Cuando se requiera su remoción, puede hacerse con oxicorte a mano libre cerca del borde del miembro unido sin que se requiera mayor alisado a no ser que los documentos contractuales estipulen otro tipo de terminación.

6.4 Tolerancias en dimensiones

6.4.1 Se permite una variación de 1 mm en el largo total de miembros con ambos extremos alisados para apoyo por contacto como se define en el Sección 6.2.2

6.4.2 Los miembros con extremos sin alisar para apoyo por contacto, que serán ensamblados con otras partes de la estructura de acero, podrán tener una variación de longitud con la dimensión del plano de detalle no mayor de 2 mm para miembros hasta de 10 m de largo, ni mayor de 3 mm para miembros de más de 10 m de largo.

6.4.3 Los miembros estructurales de un solo perfil o armados, tendrán las mismas tolerancias en su rectitud que las vigas de perfil IR según la norma NOM-B-252. Como excepción, la tolerancia en rectitud para miembros en compresión es 1/1 000 de la distancia entre soportes laterales.

Los miembros terminados no tendrán torceduras, dobleces, ni juntas abiertas. Los defectos muy notables de este tipo serán motivo de rechazo de la pieza.

6.4.4. Cuando no se especifica una contraflecha determinada para vigas y armaduras, se procurará fabricarlas de forma tal que en caso de existir flecha en los materiales laminados, al montarse las piezas, la curvatura quede como contraflecha.

6.4.5 Las variaciones permisibles en el peralte de vigas pueden resultar en cambios bruscos de peralte en las uniones. Las diferencias de peralte dentro de tolerancias en uniones atornilladas se ajustarán con placas de relleno. En uniones soldadas podrá ajustarse el perfil de la soldadura para adaptarlo a la variación del peralte, siempre que se mantenga la sección transversal mínima necesaria de soldadura, y que la pendiente de la superficie de la soldadura cumpla con el Código de Soldadura Estructural AWS.

6.5 Pintura de taller

6.5.1 Los documentos contractuales deberán especificar todos los requisitos referentes a la pintura de taller de la estructura, indicando los miembros que deben pintarse, la forma de preparar la superficie, las especificaciones de la pintura y el espesor de película seca de la pintura, en micras.

6.5.2 Cuando los documentos contractuales no especifiquen los requisitos referentes a la pintura de taller de la estructura, se entenderá que ésta protege el acero solamente por corto lapso de exposición en condiciones atmosféricas ordinarias y se considera como un recubrimiento temporal y provisional, aunque constituya la capa primaria del sistema de protección. El fabricante no tiene responsabilidad por el deterioro de la pintura primaria que pueda resultar de la exposición prolongada a condiciones atmosféricas ordinarias ni a exposición a condiciones más corrosivas que las normales.

6.5.3 Si los documentos contractuales no establecen otra cosa, antes de pintar el fabricante limpiará a mano la superficie de la estructura para remover el óxido suelto, la escama de laminación suelta, tierra y otras materias extrañas, mediante el uso de cepillos de alambre o por otro método elegido por él, para satisfacer los requisitos de la norma SSPC-SP2. A no ser que el propietario expresamente rechace la calidad de la limpieza antes de que se aplique pintura, se considerará aceptada la calidad de la limpieza efectuada por el fabricante.

6.5.4 El fabricante podrá elegir el método de aplicación de la pintura, ya sea con brocha, con pistola, rodillo, por inmersión u otro, a no ser que las especificaciones limiten la forma de aplicar la pintura. Cuando no se especifique el espesor de la mano de pintura de taller, el espesor mínimo de la película seca será de 25 micras.

6.5.5 El acero que no requiera pintura en taller se limpiará de aceite o grasa con solventes; la tierra y otras materias extrañas se quitarán con un cepillo de fibra u otro método conveniente.

6.5.6 Es de esperarse cierto deterioro de la pintura por el manejo de la estructura. El retoque de las partes dañadas es responsabilidad del encargado de la pintura de campo.

6.6 Marcas de montaje y entrega

6.6.1 Si no se estipula otra cosa, las marcas de montaje se pondrán en los miembros de la estructura con pintura u otro medio adecuado.

6.6.2 Los tornillos y remaches generalmente se embarcan en paquetes según su diámetro y largo; las tuercas sueltas y las arandelas, también se envían en paquetes separados, según sus tamaños. Las partes pequeñas como pasadores y los paquetes de remaches, tornillos, tuercas y arandelas, generalmente se meten en cajas, barriles u otro tipo de embalaje. Por lo regular se pone por el exterior del embalaje una lista y descripción del contenido.

6.7 Entrega de materiales

6.7.1 La estructura de acero deberá entregarse en la secuencia que permita la ejecución más económica y eficiente en su fabricación y montaje. Si el propietario desea establecer o controlar la secuencia de entrega de la estructura, deberá reservar su derecho y definir los requisitos en los documentos contractuales. Si el propietario contrata con otros la entrega y el montaje, deberá coordinar las actividades de los contratistas.

6.7.2 Los materiales que serán empotrados en la obra de albañilería, tales como pernos de anclaje y otros similares, deberán embarcarse a tiempo para estar disponibles cuando se necesiten. El propietario deberá dar tiempo suficiente al fabricante para que produzca y embarque estos materiales antes de que sean requeridos en la obra.

6.7.3 Las cantidades de material mostradas en las listas de embarque generalmente son aceptadas como correctas por el propietario, fabricante y montador. Si se reclama cualquier faltante, el propietario o el montador deberán notificar inmediatamente al transportista y al fabricante para que se investigue la reclamación.

6.7.4 El tamaño y el peso de las piezas de acero estructural pueden estar limitados por las instalaciones del fabricante, por los medios de transporte disponibles y por las condiciones en el sitio de la obra. El fabricante determinará el número de uniones de campo para lograr la mayor economía de la estructura.

6.7.5 Si la estructura llega dañada a su destino, la parte responsable de su re-

cepción deberá notificar al fabricante y al transportista antes de la descarga del material o inmediatamente después de descubrir el daño.

SECCIÓN 7 MONTAJE

7.1 Método de montaje

Si el propietario desea fijar el método y la secuencia del montaje, o si ciertos miembros no pueden ser montados en el orden normal, lo deberá establecer en los documentos contractuales. En ausencia de cualquier restricción, el montador procederá a usar los métodos y orden de montaje que le resulten más convenientes y económicos y que cumplan con los requisitos de los documentos contractuales. Cuando el propietario contrate por separado la fabricación y el montaje, es responsable de coordinar las actividades de los contratistas.

7.2 Condiciones en el sitio de la obra

El propietario es responsable de proporcionar y mantener en buen estado los caminos de acceso hasta y dentro del sitio de la obra para permitir el paso seguro del equipo de montaje y de la estructura. El propietario deberá proporcionar al montador una zona de trabajo segura para el montaje de la estructura. A este fin le asignará un espacio conveniente y adecuado, con piso firme, nivelado y drenado para que pueda almacenar la estructura y operar su equipo, y eliminará todas las obstrucciones que puedan entorpecer el montaje, como líneas eléctricas, telefónicas, etc.

El montador deberá suministrar e instalar los medios de protección requeridos para su propio trabajo. La protección para otras actividades no directamente pertenecientes al montaje de la estructura es responsabilidad del propietario. Cuando el propietario no pueda proporcionar un espacio en la proximidad inmediata a la zona de montaje para el almacenamiento de la estructura, lo deberá indicar en los documentos contractuales.

7.3 Cimientos, pilas y estribos

El propietario es el único responsable de la correcta ubicación, capacidad de carga, facilidad de acceso y lo adecuado del diseño de todos los cimientos, pilas y estribos.

7.4 Trazos y bancos de nivel

El propietario es el responsable de la exacta ubicación de los trazos y ban-

cos de nivel en el sitio de construcción y deberá suministrar al montador un plano conteniendo toda la información relativa.

7.5 Colocación de pernos de anclaje y elementos empotrados

7.5.1 Todos los elementos empotrados para anclaje deberán ser colocados por el propietario de acuerdo con los planos aprobados. Las tolerancias respecto a las dimensiones mostradas en los dibujos de montaje no serán mayores de:

- a) 3 mm en distancias de centro a centro de dos pernos cualquiera de un grupo de pernos de anclaje. Se define como grupo de pernos de anclaje al conjunto de pernos que reciben una sola pieza fabricada.
- b) 6 mm de centro a centro de dos grupos de pernos de anclaje adyacentes.
- c) Un error acumulativo máximo de 1:5 000 de la longitud de un eje de columnas, pero sin exceder de un total de 25 mm. Se define como eje de columnas la recta que más se aproxima a los centros de grupos de pernos de anclaje como quedaron colocados.
- d) 6 mm de desviación desde el centro de cualquier grupo de pernos de anclaje al eje de columnas que pasa por ese grupo, definiéndose eje de columnas como en el párrafo anterior.
- e) En el caso de grupos de pernos de anclaje situados fuera del eje de columnas, las tolerancias establecidas en los Incisos b, c y d anteriores se aplicarán a las dimensiones paralelas y perpendiculares mostradas en los dibujos de colocación de pernos de anclaje.

7.5.2 A menos que los planos muestren otra cosa, los pernos de anclaje estarán colocados perpendicularmente a la superficie teórica del apoyo.

7.5.3 Otras partes empotradas o de conexión entre el acero estructural y elementos de otras instalaciones serán localizadas y colocadas por el propietario de acuerdo con las necesidades de la obra o como se muestre en los dibujos de montaje. La exactitud de colocación de estas partes debe cumplir con las tolerancias de montaje establecidas en la Sección 7.11.3.

7.5.4 Todo el trabajo efectuado por el propietario será terminado oportunamente para no interferir con el montaje del acero estructural.

7.6 Dispositivos de apoyo

El propietario deberá colocar las placas de nivelación y las placas sueltas de apoyo, que pueden ser manejadas a mano, en sus ejes y niveles correctos. Los de-

más dispositivos de apoyo del acero estructural los coloca el montador en los ejes y niveles determinados por el propietario, ajustándolos con cuñas, placas de relleno o tornillos de nivelación, cuando así quede convenido. El fabricante de la estructura proporcionará las cuñas, placas de relleno o tornillos de nivelación requeridos y marcará en las piezas de apoyo los ejes necesarios para facilitar su alineación. Oportunamente después de la colocación de los dispositivos de apoyo, el propietario deberá revisar su correcta colocación y hará los rellenos requeridos con mortero. La ubicación final y los adecuados rellenos con mortero de los dispositivos de apoyo son responsabilidad del propietario.

7.7 Materiales para conexiones de campo

7.7.1 El fabricante detallará las conexiones de campo de acuerdo con los documentos contractuales de manera que, en su opinión, resulte la mayor economía del proyecto.

7.7.2 Cuando el fabricante monte el acero estructural, deberá suministrar todos los materiales requeridos para las conexiones provisionales y conexiones definitivas de los diversos componentes de la estructura de acero.

7.7.3 Cuando no es el fabricante el encargado del montaje del acero estructural, el fabricante deberá suministrar el siguiente material para conexiones de campo:

- a) Tornillos de tamaño necesario y en cantidad suficiente para todas las conexiones de campo de los componentes de la estructura de acero que quedarán permanentemente atornillados. A menos que se especifiquen tornillos de acero de alta resistencia u otros tipos especiales de tornillos y arandelas, suministrará tornillos normales. Suministrará un excedente de 2% en la cantidad de cada diámetro y largo de tornillo requerido.
- b) Las placas y láminas de relleno necesarias para el ajuste de las conexiones permanentes de la estructura de acero.

7.7.4 Cuando el montaje de la estructura de acero no lo realiza el fabricante, será el montador quien suministre todos los electrodos para la soldadura, los conectores de cortante instalados en el campo, los tornillos de presentación y los punzones requeridos para el montaje de la estructura de acero.

7.8 Piezas sueltas

Las piezas sueltas de acero estructural que no estén conectadas y formen parte de la estructura de acero deberán ser colocadas por el propietario sin

ayuda del montador, a menos que los documentos contractuales estipulen otra cosa.

7.9 Soportes provisionales durante el montaje de las estructuras de acero

7.9.1 Generalidades

El montador determinará la necesidad de usar y deberá suministrar e instalar soportes provisionales, tales como tirantes, arriostramientos, obra falsa, apuntalamientos y demás elementos requeridos para el montaje. Estos soportes asegurarán la estructura de acero durante el montaje para que resista cargas de magnitud similar a las de diseño, resultantes de viento, sismo y del propio montaje, pero no las cargas producidas por huracanes, explosiones, choques, ni cargas resultantes de trabajos ejecutados por otros.

7.9.2 Estructuras de acero autosoportadas

Una estructura de acero autosoportada es la que tiene la estabilidad requerida y que es capaz de resistir cargas verticales, fuerzas de viento y sismo supuestas en el diseño, sin interacción con elementos ajenos a la propia estructura. El montador suministrará e instalará solamente aquellos soportes provisionales necesarios para asegurar los elementos de la estructura de acero hasta que sea estable sin apoyos externos.

7.9.3 Estructuras de acero soportadas externamente

Una estructura de acero soportada externamente es aquella que requiere interacción con otros elementos no clasificados como acero estructural para tener la estabilidad requerida y resistencia a fuerzas de viento y sismo. Estas estructuras serán claramente identificadas en los documentos contractuales, los que además establecerán la secuencia y programa de colocación de tales elementos. El montador determinará la necesidad de usar, y deberá suministrar e instalar, los soportes provisionales de acuerdo con esta información. Es responsabilidad del propietario la instalación y oportuna terminación de todos los elementos no clasificados como acero estructural requeridos para la estabilidad de la estructura de acero.

7.9.4 Condiciones especiales de montaje

En caso de que el diseño de la estructura considere el uso de puntales, gatos o cargas que tengan que ajustarse al avanzar el montaje, para fijar o mantener

contraflechas o pretensados, estos requerimientos deberán quedar estipulados en los documentos contractuales.

7.9.5 Remoción de los soportes provisionales

Los tirantes, arriostramientos, obra falsa, apuntalamientos y demás elementos requeridos para el montaje, que son suministrados e instalados por el montador, son de su propiedad y no forman parte de la estructura.

En el caso de estructuras autosoportadas, los soportes provisionales ya no se requieren después de que los elementos que hacen autosoportante la estructura se coloquen y conecten definitivamente dentro de las tolerancias requeridas. Después de efectuadas las conexiones definitivas, el montador ya no es responsable de soportar provisionalmente la estructura autosoportante y podrá retirar los soportes provisionales.

En el caso de estructuras soportadas externamente, el montador puede retirar los soportes provisionales cuando estén completos los elementos externos necesarios para la estabilidad de la estructura. No podrán retirarse los soportes provisionales sin el consentimiento del montador. A la terminación del montaje de la estructura, cualquier soporte provisional que hubiera sido necesario dejar instalado, deberá ser retirado por el propietario y devuelto en buenas condiciones al montador.

7.9.6 Soportes provisionales para otros trabajos

En caso de que durante o después del montaje del acero estructural se requieran soportes provisionales adicionales a los definidos como responsabilidad del montador en las Secciones 7.9.1, 7.9.2 y 7.9.3, su suministro e instalación será responsabilidad del propietario.

7.10 Pisos y pasamanos provisionales para edificios

El montador deberá suministrar los pisos, pasillos y pasamanos requeridos por los reglamentos de seguridad aplicables, necesarios para la protección de su propio personal. A no ser que los documentos contractuales establezcan otra cosa, el montador retirará estas instalaciones de las zonas que vaya terminando. El propietario es responsable de suministrar toda la protección necesaria para el desarrollo de otras actividades ajenas al montaje. Cuando se utilizan como protección los pisos definitivos de lámina acanalada de acero instalados por el propietario, su instalación deberá ejecutarse en forma de no demorar ni interferir con el avance del montaje, y el propietario deberá programar e instalar los pisos en una secuencia adecuada para cumplir con los reglamentos de seguridad.

7.11 Tolerancias

7.11.1 Dimensiones totales

Son de esperarse algunas variaciones en las dimensiones totales finales de las estructuras de acero. Se considera que estas variaciones son aceptables cuando no exceden el efecto acumulado de las tolerancias de laminación, fabricación y montaje

7.11.2 Puntos y líneas de trabajo

Las tolerancias de montaje se definen en relación con los puntos y líneas de trabajo de los miembros, como sigue:

- Para miembros no horizontales, los puntos de trabajo son los centros geométricos en cada extremo de la pieza.
- Para miembros horizontales, los puntos de trabajo son el centro de la superficie o patín superior en cada extremo.
- En caso de que sea conveniente usar otros puntos de trabajo, puede hacerse siempre que se basen en estas definiciones.
- La línea de trabajo de una pieza es la línea recta que une sus puntos de trabajo.

7.11.3 Posición y alineación

Las tolerancias en posición y alineación de los puntos y líneas de trabajo son las siguientes:

7.11.3.1 Columnas

Se considera que cada tramo de columna está a plomo si la desviación de la vertical de su línea de trabajo no excede de 1:500, con las siguientes limitaciones:

- Los puntos de trabajo de los tramos de columnas adyacentes a cubos de elevador no tendrán variación mayor de 25 mm de su eje teórico en los primeros 20 pisos de un edificio; a mayores alturas puede incrementarse la desviación en 1 mm por cada piso adicional, sin pasar de un máximo de 50 mm.
- Los puntos de trabajo de los tramos de columnas exteriores podrán estar desplazados de su eje teórico no más de 25 mm hacia afuera ni 50 mm hacia adentro del edificio en los primeros 20 pisos; el desplazamiento puede

aumentarse 2 mm por cada piso adicional, sin que exceda de 50 mm hacia afuera ni 75 mm hacia adentro del edificio.

- Los puntos de trabajo de cualquier tramo de columna exterior, a cualquier nivel de empalme en edificios de pisos múltiples, o en el extremo superior de columnas en el caso de edificios de un solo piso, no deberán quedar fuera de una envolvente horizontal, paralela al paramento, de 40 mm de ancho para edificios hasta de 100 m de largo. El ancho de la envolvente puede aumentarse 13 mm por cada 30 m adicionales de longitud, pero no excederá de 75 mm.
- Los puntos de trabajo de los tramos de columnas exteriores podrán estar desplazados de su eje teórico, en el sentido paralelo al paramento del edificio, no más de 50 mm en los primeros 20 pisos; a mayores alturas el desplazamiento puede aumentarse 2 mm por cada piso adicional pero sin exceder de 75 mm.

7.11.3.2 Miembros conectados a columnas

- La alineación horizontal de los miembros conectados a columnas será aceptable si los errores en su alineación se deben solamente a las variaciones, dentro de tolerancias, de la alineación de las columnas.
- El nivel de los miembros conectados a columnas será aceptable si la distancia del punto de trabajo del miembro al nivel del empalme superior de la columna, tiene variación no mayor de + 5 mm, ni de - 8 mm de la distancia marcada en planos.

7.11.3.3 Otros miembros

Los miembros no mencionados anteriormente se consideran a plomo, a nivel y alineados, si el desplazamiento del miembro de su posición teórica no excede de 1:500 de la distancia medida sobre la línea recta trazada entre los puntos de apoyo del miembro.

7.11.3.4 Elementos ajustables

La alineación de los dinteles, soportes de muros, marcos de ángulo, montantes y otros miembros de apoyo similares no estructurales, con tolerancias más estrictas que las anteriores, no puede obtenerse a no ser que los planos estructurales indiquen conexiones ajustables de estos elementos con la estructura de acero. Cuando se especifiquen conexiones ajustables, los dibujos del propietario deberán indicar el ajuste total requerido, considerando las tolerancias de la estructura de acero y la alineación requerida de estos soportes. Las tolerancias en posición y alineación de los elementos ajustables son las siguientes:

- a) Los elementos ajustables se consideran correctamente colocados, en posición vertical, cuando quedan instalados con error no mayor de 10 mm respecto a su posición teórica. La referencia vertical se tomará desde el plano del empalme superior de la columna más próxima al elemento.
- b) Los elementos ajustables se consideran correctamente colocados, en posición horizontal, cuando quedan instalados con error no mayor de 10 mm respecto a su posición teórica relativa al paramento del piso en cuestión.

7.11.4 Previsión de espacios libres

El propietario es responsable de prever en el diseño de la estructura de acero los espacios libres y ajustes requeridos para materiales suministrados por otros, tomando en cuenta las tolerancias anteriormente señaladas para la estructura de acero.

7.11.5 Aceptación de posición y alineación

Antes de que se coloque o instale cualquier otro material, es responsabilidad del propietario revisar que la estructura de acero esté dentro de tolerancias de plomo, nivel y alineación. El montador recibirá aviso oportuno de aceptación del propietario, o bien una lista de correcciones por hacer para obtener la aceptación. Dicho aviso deberá darse inmediatamente después de la terminación de cualquier parte de la estructura y antes de que se inicie el trabajo de otros que sea conectado, soportado o aplicado a la estructura de acero.

7.12 Corrección de errores

El trabajo del montador incluye la corrección de pequeños desajustes mediante trabajos moderados de escariado, cincelado o corte, y el hacer llegar a su lugar los miembros mediante el uso de punzones. Los errores que no puedan corregirse por los medios antes mencionados o que requieran cambios importantes en la forma de los miembros, deberán ser informados inmediatamente por el montador al propietario y al fabricante para que el responsable del error lo corrija, o apruebe el método más eficiente y económico para que lo corrijan otros.

7.13 Cortes, modificaciones y agujeros para otros usos

A no ser que los documentos contractuales claramente estipulen lo contrario, ni el fabricante ni el montador harán cortes, agujeros ni cambios en la estructura requeridos por los trabajos de otros. Cuando se estipule este tipo de

trabajos, el propietario es responsable de suministrar la información completa y precisa de los trabajos adicionales requeridos.

7.14 Manejo y almacenamiento

El montador deberá tener cuidado en manejar y almacenar adecuadamente el acero estructural durante el montaje, para evitar que éste se ensucie innecesariamente. El montador no es responsable de limpiar el acero estructural de la suciedad que se haya acumulado durante el montaje como resultado de su exposición a la intemperie.

7.15 Pintura de campo

El montador no tiene obligación de efectuar ninguna operación de pintura ni de hacer resanes en la estructura metálica a no ser que se haya estipulado en los documentos contractuales.

7.16 Limpieza final

Al terminar el montaje y para la aceptación final de la estructura, el montador deberá retirar del sitio de construcción cualquier obra falsa, casetas y desperdicios.

SECCIÓN 8 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

8.1 Generalidades

El fabricante y el montador mantendrán vigentes los programas de control que consideren necesarios para asegurar que la calidad de sus trabajos cumpla con los requisitos de este código y con las Especificaciones IMCA. Si el propietario demandase un programa de aseguramiento de calidad más completo o si requiriera de inspección externa, lo estipulará claramente en los documentos contractuales indicando los alcances de la inspección.

8.2 Inspección de materiales laminados

Generalmente la inspección de los materiales laminados efectuada por el fabricante, es solamente visual, sin realizar ningún ensayo de materiales, y se depende de la información suministrada por la laminadora o sus distribuidores de que el material satisface los requisitos del pedido. En caso de que los documentos contractuales estipulen certificación de materiales, serán informes

eficaces los de la laminadora o los resultados de los ensayos adicionales que el propietario haya ordenado al fabricante efectuar por cuenta del propietario. Si el propietario desea verificar los ensayos efectuados por la laminadora, o si requiere ensayos adicionales a éstos, lo deberá estipular en los documentos contractuales y ordenarlos a través del fabricante.

8.3 Ensayos no destructivos

Cuando se requieran ensayos no destructivos, los documentos contractuales deberán establecer claramente los procesos, alcances, técnica y normas de aceptación.

8.4 Inspección de la preparación de superficie y de la pintura de taller

Deberá programarse la inspección de la preparación de superficie y de la pintura de taller para la aceptación de cada etapa al ser terminada por el fabricante. La inspección del sistema de pintura, incluyendo sus materiales y espesores, deberá hacerse al terminar la aplicación de pintura. La inspección de espesores de película húmeda se hará durante la aplicación de la pintura.

8.5 Inspección externa

Cuando los documentos contractuales establecen que la inspección será efectuada por personal no perteneciente al fabricante o al montador, las partes contratantes adquieren las siguientes obligaciones:

8.5.1 El fabricante y el montador deberán permitir el acceso al inspector a todos los lugares en que se esté efectuando el trabajo. El fabricante y el montador deberán notificar con un mínimo de 24 h de anticipación el inicio de sus trabajos, a no ser que se convenga otra cosa.

8.5.2 La inspección por el propietario o su representante se llevará a cabo en el taller del fabricante hasta donde sea factible. Las inspecciones deberán hacerse en la secuencia necesaria, oportuna y en forma tal de causar el menor trastorno a las operaciones de producción, permitiendo la reparación del material que no cumpla con los requisitos, mientras se encuentra en proceso de fabricación en el taller.

8.5.3 La inspección de los trabajos de campo se hará oportunamente para que las correcciones puedan realizarse sin demorar el avance del trabajo.

8.5.4 Los materiales y la mano de obra que no cumplan con las estipulaciones de los documentos contractuales podrán ser rechazados por el propietario en cualquier momento durante el desarrollo del trabajo. Sin embargo, este derecho del propietario no lo exime de la obligación de efectuar la inspección en forma oportuna y en la secuencia necesaria.

8.5.5. El fabricante y el montador deberán recibir copias de los informes presentados por el inspector representante del propietario.

SECCIÓN 9 CONTRATOS

9.1 Tipos de contratos

9.1.1 En contratos a precio alzado el trabajo por realizar por el fabricante y por el montador se define completamente en los documentos contractuales.

9.1.2 En los contratos que estipulan el precio por kilogramo, los alcances del trabajo, el tipo de materiales y de fabricación, y las condiciones del montaje se definen claramente en los documentos contractuales.

9.1.3 En los contratos que estipulan el precio por pieza, el trabajo a realizar por el fabricante y por el montador se basa en la cantidad y tipo de piezas descritas en los documentos contractuales.

9.2 Cálculo del peso de la estructura

A no ser que el contrato establezca otra cosa, en los contratos a precio por kilogramo de estructura de acero fabricada, transportada y/o montada, el peso de la estructura para fines de pago se determina calculando el peso bruto de materiales mostrados en los dibujos de taller.

9.2.1 El peso unitario del acero se considera de 7 850 kg/m³. El peso unitario de otros materiales se determina de acuerdo con los datos publicados por los fabricantes del producto en cuestión

9.2.2. Los pesos de los perfiles, placas, barras y tubos se calculan con base en los dibujos de taller que muestran las cantidades y dimensiones reales del material suministrado, en la siguiente forma:

a) El peso de todos los perfiles estructurales y de los tubos se calcula con el peso nominal por metro y la longitud total detallada.

- b) El peso de placas y barras se calcula usando las dimensiones totales rectangulares detalladas.
- c) Cuando las partes pueden ser cortadas económicamente en múltiplos de una pieza de mayores dimensiones, el peso se calcula con base en las dimensiones teóricas rectangulares de la pieza de la que se cortan las partes.
- d) Cuando las partes se cortan de un perfil estructural del que sobre un tramo no utilizable en el mismo contrato, el peso se calcula con base en el peso nominal de la pieza de donde fueron cortadas las partes.
- e) No se hacen deducciones por el material removido por corte, recorte, biselado, punzonado, taladrado y otros procesos de producción.

9.2.3 El peso de los sujetadores de campo y de taller, y de las tuercas y arandelas, se calcula con la lista de cantidades de sujetadores y los pesos mostrados en el Manual IMCA. Se usará el peso real de las piezas no incluidas en estas tablas.

9.2.4 No se incluye en el peso calculado para fines de pago el peso de la soldadura de taller y de campo, ni el de la pintura.

9.2.5 Por la falta de uniformidad en los largos de los perfiles y en las dimensiones de las placas, es difícil en la práctica aplicar los procedimientos expuestos en los Incisos c y d anteriores. Además, es común que los perfiles y placas tengan descalibres mayores que los de norma, por lo que su peso real es generalmente mayor que el nominal. Tomando en cuenta lo anterior y para simplificar y normalizar la determinación del peso para fines de pago, se recomienda aplicar al peso calculado con los procedimientos descritos en los Incisos a y b anteriores, un incremento del 3.5%.

9.3 Modificaciones a los documentos contractuales

9.3.1 Las modificaciones del contrato que resulten necesarias por mutuo acuerdo de las partes, se harán mediante la expedición de nuevos documentos o con la reexpedición de los documentos existentes. En ambos casos quedarán claramente indicadas las modificaciones y la fecha de expedición del documento.

9.3.2 Las modificaciones de los documentos contractuales se hacen mediante órdenes de cambios en el trabajo o de trabajo adicional, o mediante anotación en los dibujos de taller y de montaje al ser devueltos ya aprobados.

9.3.3 A no ser que específicamente se estipule lo contrario, la expedición de

una modificación constituye la autorización del propietario de proceder a la construcción.

9.4 Ajustes a los precios del contrato

9.4.1 Cuando se modifiquen las obligaciones del fabricante o del montador establecidas en los documentos contractuales, deberá hacerse el ajuste correspondiente del precio del contrato. Para calcular el ajuste del precio, el fabricante y el montador tomarán en cuenta el trabajo que se agrega o disminuye, los cambios en el tipo de trabajo y la forma en que los cambios pudieran afectar los pedidos de materiales, los dibujos y las operaciones de fabricación y de montaje.

9.4.2 Las solicitudes de ajuste de precios por la razón expuesta en la Sección 9.4.1 o por otras razones, deberán ser presentadas oportunamente por el fabricante y el montador, acompañándolas con una descripción lo suficientemente detallada para permitir su evaluación y oportuna aprobación por el propietario.

9.4.3 Los contratos a precio por kilogramo y a precio por pieza generalmente prevén la adición o disminución de los trabajos por efectuar antes de que se autorice la construcción. Las modificaciones al tipo de trabajo, en cualquier momento, y las adiciones o disminuciones a las cantidades de trabajo, después de autorizada la construcción, pueden requerir un ajuste en los precios del contrato.

9.5 Programación

9.5.1 Los documentos contractuales normalmente establecen el programa para la ejecución del trabajo. Los programas deberán indicar cuándo serán entregados los planos aprobados para construcción y cuándo quedarán listos el sitio de trabajo, los cimientos, pilas y demás obras requeridas para el montaje de la estructura, sin obstrucciones y con acceso para el montador, a fin de que el montaje pueda iniciarse en la fecha establecida y continuarse sin interferencias ni demoras causadas por el propietario o los encargados de otros trabajos.

9.5.2 El fabricante y el montador deberán informar oportunamente al propietario de los efectos de las modificaciones en el programa de trabajo.

9.5.3 En caso de que por cambios en el diseño o por otras causas atribuibles al propietario resulten demoras significativas en el programa de trabajo, deberán compensarse al fabricante y al montador los gastos adicionales en que incurran.

SECCIÓN 10 ACERO ESTRUCTURAL APARENTE

10.1 Alcance

La presente sección del código define los requisitos adicionales aplicables solamente a los miembros específicamente designados en los documentos contractuales como "aparentes". Todas las indicaciones de las Secciones 1 a 9 de este código son aplicables, a menos que sean específicamente modificadas en esta sección. Los elementos aparentes deberán fabricarse y montarse con el cuidado y tolerancias en sus dimensiones que se establecen a continuación.

10.2 Información adicional requerida

Los documentos contractuales deberán contener la siguiente información referente al acero estructural aparente:

- a) La identificación de los elementos que serán aparentes.
- b) En su caso, las tolerancias de fabricación y montaje que sean más estrictas que las estipuladas en esta sección.
- c) En su caso, el requisito de presentar muestras o elementos para ensayos, inspección o que sirvan de base para comparación, antes de iniciarse la fabricación

10.3 Fabricación

10.3.1 Perfiles laminados

Las tolerancias en rectitud de los elementos aparentes serán la mitad de lo establecido en la norma NOM-B-252. Las demás tolerancias serán las mismas que para los perfiles laminados y no se harán trabajos especiales para hacer coincidir las secciones en los empates, a no ser que los documentos contractuales específicamente lo requieran.

10.3.2 Perfiles armados

Las tolerancias en rectitud de los perfiles armados aparentes serán la mitad de lo establecido en la norma NOM-B-252. Las tolerancias en dimensiones generales de secciones compuestas de placas, barras y perfiles se limitan a la suma de las tolerancias de las partes componentes establecidas en la misma norma.

10.3.3 Soldaduras pasadas por penetración

Es un hecho reconocido que al aplicar soldadura por un lado de una

unión, dependiendo del tamaño de la soldadura y del espesor de los materiales, la soldadura puede penetrar la unión y pasar al otro lado. Esta característica no será motivo de rechazo a no ser que los documentos contractuales establezcan un criterio específico para estos casos.

10.3.4 Uniones

Las uniones a tope que los planos muestran como abiertas, tendrán una abertura uniforme de 3 mm. Las uniones mostradas como cerradas, tendrán sus superficies razonablemente en contacto.

10.3.5 Soldaduras

Las soldaduras de los miembros aparentes serán razonablemente lisas y uniformes. Las soldaduras a tope y de tapón no sobresaldrán más de 2 mm de la superficie aparente. No será necesario alisar ni esmerilar, salvo que el ajuste de los componentes lo requiera o lo estipulen los documentos contractuales.

10.3.6 Acero resistente a la intemperie

Los miembros aparentes fabricados de acero resistente a la intemperie no deberán tener en sus superficies expuestas marcas de golpe ni de pintura. Si se requiere una limpieza especial de superficie, deberá establecerse el requisito en los documentos contractuales.

10.4 Entrega de materiales

El fabricante tendrá especial cuidado en el manejo de los elementos aparentes para evitar doblarlos, torcerlos o dañarlos.

10.5 Montaje

10.5.1 Generalidades

El montador tendrá especial cuidado al descargar, manejar y montar los elementos aparentes para evitar dañarlos. También tendrá cuidado en causar el menor daño posible a la pintura de taller. En caso de que sea necesario el uso de dispositivos auxiliares de montaje, tomará las precauciones necesarias al quitarlos para no dañar las superficies. Los puntos de soldadura deberán esmerilarse y los huecos rellenarse con soldadura u otro material adecuado y alisarse. El montador desarrollará su trabajo en forma de lograr buenos ajustes y una apariencia limpia de la estructura.

10.5.2 Tolerancias de montaje

Las tolerancias en plomo, nivel y alineación de los elementos aparentes, si los documentos contractuales no estipulan otra cosa, serán la mitad de los permitidos para el acero estructural. Estas tolerancias requieren que los planos del propietario indiquen conexiones ajustables entre los elementos aparentes y el acero estructural, o con la obra de albañilería, para que el montador tenga manera de hacer los ajustes necesarios.

10.5.3 Elementos combinados con concreto

Cuando los elementos aparentes estén en contacto con concreto sin fraguar, es responsabilidad del contratista general reforzarlos con los amarres, puntales y soportes necesarios para evitar que se abolsen, se cuelguen o sufran otras deformaciones por efecto del peso y presión del concreto.

ESTA OBRA SE TERMINO DE IMPRIMIR EL DIA 27 DE FEBRERO DE 1987
EN LOS TALLERES DE PROGRAMAS EDUCATIVOS,
S. A. DE C. V. CHABACANO 65, LOCAL "A"
MEXICO 8, D. F.

LA EDICION CONSTA DE 10,000 EJEMPLARES
Y SOBANTES PARA REPOSICION

Introducción al diseño estructural en acero

1-1 VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Una persona que viaja por Estados Unidos podría concluir que el acero es el material estructural perfecto; vería un sinnúmero de puentes, edificios, torres y otras estructuras de acero. Después de ver todas estas estructuras de acero, se sorprendería al saber que el acero no se fabricó económicamente en los Estados Unidos sino hasta finales del siglo XIX y que las primeras vigas de patín ancho no se laminaron sino hasta 1908.

La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes. Estas y otras ventajas del acero estructural se analizarán en detalle en los siguientes párrafos.

Alta resistencia

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con malas condiciones en la cimentación.

Uniformidad

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

Elasticidad

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante

altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

Durabilidad

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

Ductilidad

La *ductilidad* es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con *bajo contenido de carbono*, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

Tenacidad

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aún capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina *tenacidad*.

Ampliaciones de estructuras existentes

Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles adiciones. Se pueden añadir nuevas crujeas e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes y los puentes de acero con frecuencia pueden ampliarse.

Propiedades diversas

Otras ventajas importantes del acero estructural son: (a) gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura,

1-2 Desventajas del acero como material estructural

los tornillos y los remaches, (b) posibilidad de prefabricar los miembros, (c) rapidez de montaje, (d) gran capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas como se describe en la sección 1.4, (e) resistencia a la fatiga, (f) reuso posible después de desmontar una estructura y (g) posibilidad de venderlo como "chatarra" aunque no pueda utilizarse en su forma presente.

1-2 DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

En general el acero tiene las siguientes desventajas.

Costo de mantenimiento

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. El uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

Costo de la protección contra el fuego

Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios en edificios vacíos en los que el único material combustible era el mismo edificio. El acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de un edificio debe protegerse con materiales con ciertas características aislantes o el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos del Código de Construcción de la localidad en que se halle.

Susceptibilidad al pandeo

Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, sólo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

Fatiga

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del signo del esfuerzo, o bien, a un gran

número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones.) En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzos variables que cierto número límite.

1-3 PRIMEROS USOS DEL HIERRO Y EL ACERO

Aunque el primer metal que usaron los seres humanos probablemente fue algún tipo de aleación de cobre, tal como el bronce (hecho a base de cobre, estaño y algún otro aditivo), los avances más importantes en el desarrollo de los metales han ocurrido en la fabricación y uso del hierro y del acero. Actualmente el hierro y el acero comprenden casi el 95% en peso de todos los metales producidos en el mundo.¹

A pesar de los esfuerzos de los arqueólogos durante muchas décadas, no ha sido posible descubrir cuándo se usó el hierro por primera vez. Los arqueólogos encuentran una daga y un brazalete de hierro en la Gran Pirámide de Egipto y afirman que la edad de éstos era por lo menos de 5000 años. El uso del hierro ha tenido una gran influencia en el avance de la civilización desde los tiempos más remotos y probablemente la seguirá teniendo en los siglos venideros. Desde el principio de la edad de hierro, alrededor del año 1000 A.C., el progreso de la civilización en la paz y en la guerra ha dependido mucho de lo que el hombre ha sido capaz de hacer con el hierro. En muchas ocasiones su uso ha decidido el resultado de enfrentamientos militares. Por ejemplo, durante la batalla de Maratón en Grecia, en el año 490 A.C., los atenienses, en inferioridad numérica, mataron 6400 persas y perdieron sólo 192 de sus propios soldados. Cada uno de los soldados victoriosos llevaba 57 libras de armadura de hierro durante la batalla. (Fue en esta batalla en la que Feidípides corrió aproximadamente 40 km hasta Atenas, muriendo al llegar después de anunciar la victoria.) Esta batalla supuestamente salvó a la civilización griega durante muchos años.

Según la teoría clásica sobre la primera producción de hierro en el mundo, hubo una vez un gran incendio forestal en el Monte Ida en la antigua Troya (la actual Turquía) cerca del mar Egeo. El terreno supuestamente era muy rico en depósitos ferrosos y el calor del fuego produjo una forma primitiva de hierro a la que se le pudo dar diversas formas, al golpearla. Muchos historiadores creen, sin embargo, que el hombre aprendió a usar primero el hierro que cayó a la Tierra en forma de meteoritos. Con frecuencia el hierro de los meteoritos está combinado con níquel, resultando entonces un metal más duro. Posiblemente los primeros pobladores del planeta forjaron este material para convertirlo en armas y herramientas primitivas.

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente menos del 1%. También contiene pequeños porcentajes de algunos otros elementos. Aunque se ha fabricado acero desde hace 2000 o 3000 años, no existió un método de producción económico sino hasta la mitad del siglo diecinueve.

¹ American Iron and Steel Institute (Instituto americano del hierro y el acero), *The Making of Steel* (La fabricación del acero), Washington, D. C.; sin fecha; pág. 6.

El primer acero seguramente se obtuvo cuando los otros elementos necesarios para producirlo se encontraron presentes por accidente cuando se calentaba el hierro. Con el paso de los años, el acero se fabricó muy probablemente calentando hierro en contacto con carbón vegetal. La superficie del hierro absorbió algo de carbono del carbón vegetal que luego se martilló en el hierro caliente. Al repetir este proceso varias veces, se obtuvo una capa exterior endurecida de acero. De esta manera se produjeron las famosas espadas de Toledo y Damasco.

Al primer proceso para producir acero en grandes cantidades se le dio el nombre de Sir Henry Bessemer de Inglaterra. Recibió una patente inglesa para su proceso en 1855, pero sus esfuerzos para conseguir una patente en los Estados Unidos no tuvieron éxito, ya que se probó que William Kelly de Eddyville, Kentucky, había producido acero mediante el mismo proceso siete años antes de que Bessemer solicitara su patente inglesa. Kelly recibió la patente, pero se usó el nombre Bessemer para el proceso.²

Kelly y Bessemer se percataron de que un chorro de aire a través del hierro fundido quemaba la mayor parte de las impurezas en el metal. Desafortunadamente, el chorro de aire eliminaba algunos elementos provechosos como el carbono y el manganeso. Después se aprendió que esos elementos podían restituirse añadiendo hierro especular, que es una aleación de hierro, carbono y manganeso; se aprendió además que, con la adición de piedra caliza en el convertidor, podía removerse el fósforo y la mayor parte del azufre.

El convertidor Bessemer se usó en los Estados Unidos hasta principios de este siglo, pero desde entonces se ha reemplazado con mejores métodos como el proceso de hogar abierto y el de oxígeno básico.

Gracias al proceso Bessemer, en 1870 ya se podía producir en grandes cantidades acero estructural al carbono y por 1890 el acero era el principal metal estructural usado en los Estados Unidos.

El primer uso del metal para una estructura tuvo lugar en Shropshire, Inglaterra (200 km al noroeste de Londres) en 1779; ahí fue construido con hierro fundido el puente Coalbrookdale en arco de 100 pies de claro sobre el río Severn. Se dice que este puente (aún en pie) fue un punto crítico en la historia de la Ingeniería porque cambió el curso de la Revolución Industrial al introducir el hierro como material estructural. Supuestamente este hierro era cuatro veces más fuerte que la piedra y treinta veces más fuerte que la madera.³

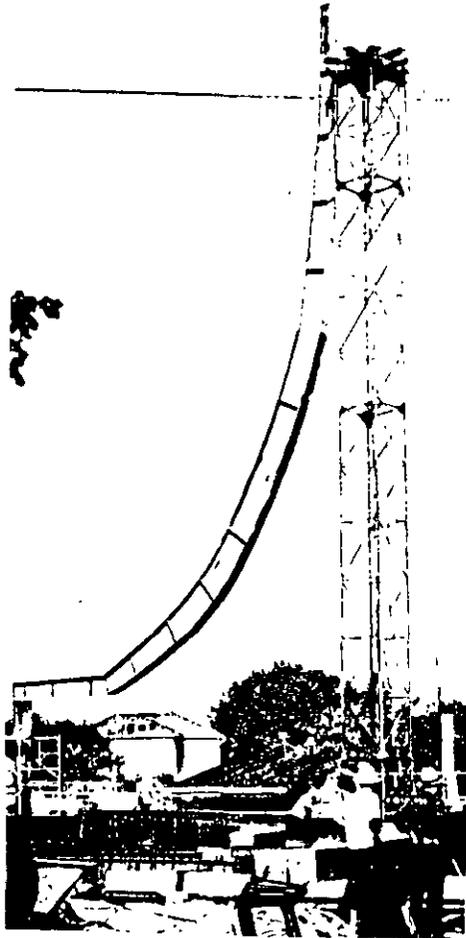
Muchos otros puentes de hierro fundido se construyeron en las décadas siguientes; pero después de 1840 el hierro dulce más maleable empezó a reemplazar al hierro fundido. El desarrollo del proceso Bessemer y avances subsecuentes, como el proceso de hogar abierto, permitió la fabricación de acero a precios competitivos, lo que estimuló el increíble desarrollo que ha tenido lugar en los últimos 100 años del acero estructural.

² American Iron and Steel Institute (Instituto americano del hierro y el acero), *Steel '76* (Acero 1976), Washington, D. C., 1976, págs. 5-11.

³ M.H. Sawyer, "World's First Iron Bridge" ("Primer puente de hierro en el mundo"), *Civil Engineering* (Nueva York. ASCE, diciembre 1979), págs. 46-49.

1-4 PERFILES DE ACERO

Los primeros perfiles estructurales hechos en los Estados Unidos, en 1819, fueron ángulos de hierro laminados. Las vigas I de acero se laminaron por primera vez en los Estados Unidos en 1884 y la primera estructura reticular (el edificio de la Home



Montaje de la Iglesia del Santo Nombre en Edensburg, Pa. (Cortesía de la Lincoln Electric Company.)

Insurance Company de Chicago) fue montada ese mismo año. El crédito por inventar el rascacielo se le otorga generalmente al ingeniero William LeBaron Jenney que ideó esta estructura, aparentemente durante una huelga de albañiles. Hasta ese momento los edificios altos en los Estados Unidos se construían con muros de carga de ladrillos de varios pies de espesor.

Para los muros exteriores de este edificio de 10 niveles Jenney usó columnas de hierro colado recubiertas por ladrillos. Las vigas de los seis pisos inferiores se fabricaron con hierro forjado, en tanto que las vigas de los pisos superiores se fabricaron con acero estructural. El primer edificio totalmente de acero fue el segundo edificio de la Rand-McNally terminado en 1890 en Chicago.

Un aspecto importante de la torre Eiffel, de 985 pies de altura y construida con hierro forjado en 1889, fue el uso de elevadores para pasajeros operados mecánicamente. La disponibilidad de estas máquinas junto con la idea de Jenney relativa a la estructuración reticulada, condujo a la construcción de miles de edificios altos en todo el mundo en los siguientes 100 años.

Durante esos primeros años, diversas laminadoras fabricaron sus propios perfiles y publicaron catálogos con las dimensiones, pesos y otras propiedades de esas secciones. En 1896, la *Association of American Steel Manufacturers* (Asociación americana de fabricantes de acero; actualmente llamada Instituto americano del hierro y el acero, AISI) hizo los primeros esfuerzos para estandarizar los perfiles. Actualmente casi todos los perfiles estructurales están estandarizados, aunque sus dimensiones exactas pueden variar un poco de laminadora a laminadora.⁴

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T y Γ tienen esta propiedad.

Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales. Por ejemplo, se tienen perfiles en ángulo, tes, zetas y placas. Sin embargo, es necesario hacer una clara distinción entre las vigas estándar americanas (llamadas vigas S) y las vigas de patín ancho (llamadas vigas W) ya que ambas tienen forma de I. La superficie interna del patín de una sección W es paralela a la superficie externa, o bien, casi paralela con una pendiente máxima de 1 a 20 en el interior, dependiendo del fabricante.

Las vigas S, que fueron los primeros perfiles de vigas laminadas en los Estados Unidos, tienen una pendiente de 1 a 6 en el interior de sus patines. Debe notarse que los espesores constantes o casi constantes de los patines de las vigas W, a diferencia de los patines ahusados de las vigas S, facilitan las conexiones. Las vigas de patín ancho representan hoy en día casi el 50% de todos los perfiles estructurales laminados. Los perfiles W y S se muestran en la fig. 1-1 junto con otros perfiles comunes de acero. Los usos de los diversos perfiles se expondrán en los próximos capítulos.

Se hace referencia constante en este libro al *Manual of Steel Construction Load*

⁴W. McGuire, *Steel Structures* (Estructuras de acero) (Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1968), págs. 19-21.

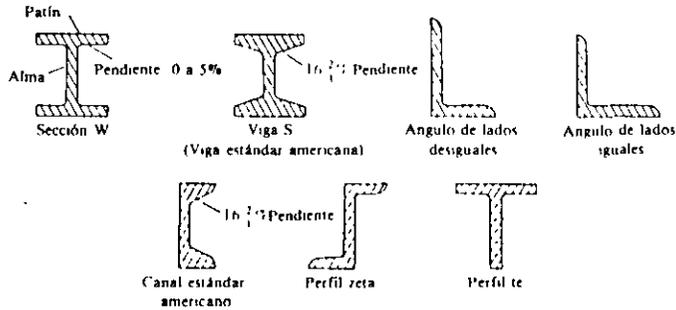


Figura 1-1 Perfiles laminados de acero.

and Resistance Factor Design (Manual de diseño en acero según el método de factores de carga y resistencia; manual LRFD) publicado por el Instituto americano de la construcción en acero (AISC). A este manual, que proporciona información detallada sobre los perfiles estructurales de acero, se le llamará aquí manual LRFD. Nos referiremos a la primera edición de este manual que fue editada el 10. de septiembre de 1986. Los perfiles se denominan en forma abreviada por medio de un sistema descrito en el manual, para su uso en planos, especificaciones y diseños. Este sistema está estandarizado, de modo que todos los molinos de laminación puedan usar la misma nomenclatura para fines prácticos de trabajo. Además, actualmente se procesa mucho trabajo en computadoras y otros equipos automatizados por lo que es necesario tener un sistema a base de números y letras que pueda imprimirse por medio de un teclado estándar (a diferencia del viejo sistema en donde ciertos símbolos se usaron para ángulos, canales, etc.). Ejemplos de este sistema de abreviaturas son los siguientes:

1. Una $W27 \times 114$ es una sección W con 27 plg aproximadamente de peralte y peso de 114 lb/pie.
2. Una $S12 \times 35$ es una sección S con 12 plg de peralte y peso de 35 lb/pie.
3. Una $HP12 \times 74$ es una sección usada como pilote de carga con 12 plg aproximadamente de peralte y peso de 74 lb/pie; estos perfiles tienen almas más gruesas que las W regulares para resistir mejor el impacto del hincado.
4. Una $M8 \times 6.5$ es una sección con 8 plg de peralte y peso de 6.5 lb/pie. Forma parte de un grupo de miembros estructurales tipo H con doble simetría que no puede clasificarse por sus dimensiones como W, S o HP.
5. Una $C10 \times 30$ es una canal con 10 plg de peralte y peso de 30 lb/pie.
6. Una $MC18 \times 58$ es una canal que no puede clasificarse por sus dimensiones como C.
7. Un $L6 \times 6 \times 1/2$ es un ángulo de lados iguales, cada uno de 6 plg de longitud y $1/2$ plg de espesor.

8. Una $WT18 \times 140$ es una te que se obtiene al cortar en dos una $W36 \times 280$. Este tipo de sección se conoce como te estructural.

El estudiante debe consultar el manual LRFD para obtener información sobre otros perfiles laminados, por ejemplo, sobre la distinción entre barras y placas, tubos y tubulares estructurales, etc. Aquí se hará mención a otras secciones cuando sea necesario.

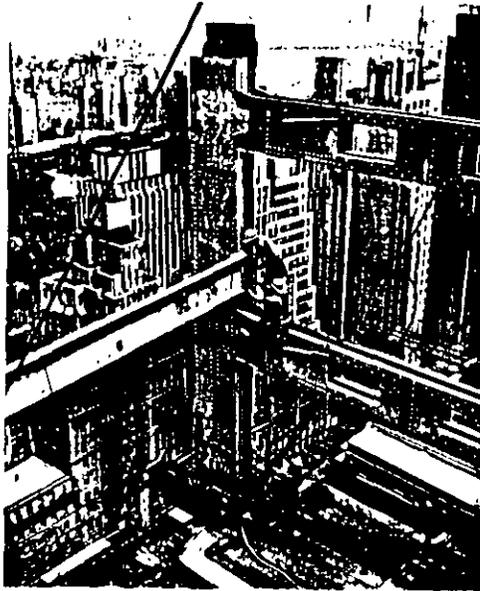
En la primera parte del manual LRFD se dan las dimensiones y propiedades de los perfiles W, S, C y otros más. Las dimensiones de los perfiles se dan en decimales (para uso de los proyectistas) y en fracciones al dieciseisavo de pulgada más próximo (para uso de los dibujantes y detallistas). Se proporcionan también, para el uso de los proyectistas, los momentos de inercia, los módulos de sección, los radios de giro y otras propiedades de la sección transversal que se necesitarán más adelante en este texto.

Siempre hay variaciones presentes en cualquier proceso de manufactura y la industria del acero no es una excepción. En consecuencia, las dimensiones de las secciones transversales de los perfiles de acero pueden variar algo, respecto a los indicados en el manual LRFD. Las tolerancias máximas para los perfiles laminados las establece la especificación A6 de la *American Society for Testing and Materials* (ASTM) y se citan en la primera parte del manual. Entonces los cálculos se pueden hacer con base en las propiedades dadas en el manual, independientemente del fabricante.

A través de los años ha habido cambios en los tamaños de los perfiles de acero. Por ejemplo, puede haber poca demanda que justifique seguir laminando un cierto perfil; un perfil puede discontinuarse porque se desarrolla un perfil de tamaño simi-



Perfiles estructurales laminados en la planta de la Bethlehem Steel Company en Bethlehem, Pa. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation)



Montaje de la estructura de acero para el edificio del Chase Manhattan Bank en Nueva York. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation.)

lar, pero más eficiente en su forma, etc. Ocasionalmente el proyectista puede necesitar las propiedades de un perfil discontinuado que no aparece ya en las listas de los manuales. Por ejemplo, puede requerirse añadir un piso extra a un edificio existente que fue construido con perfiles que ya no se fabrican. En 1953, el AISC publicó un libro titulado *Iron and Steel Beams 1873 to 1952* (Vigas de hierro y acero, de 1873 a 1952) que da una lista completa de las vigas y sus propiedades, laminadas en los Estados Unidos durante ese periodo. Desde que este libro se publicó, ha habido muchos cambios en los perfiles; por ello es aconsejable que los proyectistas conserven las ediciones viejas del manual para consultarlas cuando se presenten tales situaciones.

1-5 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO ESTRUCTURAL

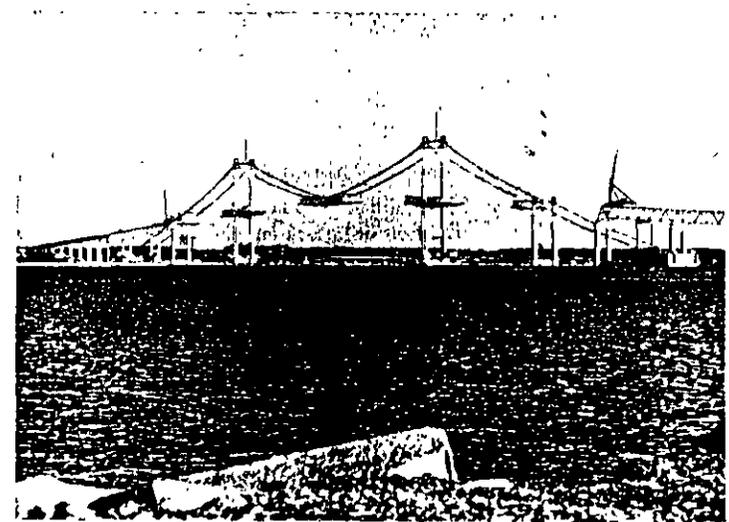
Para entender el comportamiento de las estructuras de acero es absolutamente indispensable que el proyectista conozca las propiedades del acero. Los diagramas esfuerzo-deformación ofrecen parte de la información necesaria para entender cómo

se comporta el acero en una situación. No pueden desarrollarse métodos satisfactorios de diseño a menos que se disponga de información completa relativa a las relaciones esfuerzo-deformación del material que se usa.

Si una pieza de acero estructural dulce se somete a una fuerza de tensión, ésta comenzará a alargarse. Si se incrementa la fuerza a razón constante, la magnitud del alargamiento aumentará constantemente dentro de ciertos límites. En otras palabras, el alargamiento se duplicará cuando el esfuerzo pase de 6 000 a 12 000 lb/plg². Cuando el esfuerzo de tensión alcance un valor aproximadamente igual a un medio de la resistencia última del acero, el alargamiento comenzará a aumentar más rápidamente sin un incremento correspondiente del esfuerzo.

El mayor esfuerzo para el que todavía es válida la ley de Hooke o punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación se denomina *límite proporcional*. El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se llama *límite elástico*. Este valor rara vez se mide y para la mayoría de los materiales estructurales, incluido el acero, es sinónimo del límite proporcional. Por esta razón se usa a veces el término *límite proporcional elástico*.

El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin un incremento correspondiente en el esfuerzo, se denomina *esfuerzo de fluencia*; corresponde al primer punto del diagrama esfuerzo-deformación para el cual la tangente a la curva es horizontal. El esfuerzo de fluencia es para el proyec-



Puente Newport entre Jamestown y Newport, R.I. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation)

tista la propiedad más importante del acero, ya que muchos procedimientos de diseño se basan en este valor. Más allá del esfuerzo de fluencia hay un intervalo en el que ocurre un incremento considerable de la deformación sin incremento del esfuerzo. La deformación que se presenta antes del esfuerzo de fluencia se denomina *deformación elástica*; la deformación que ocurre después del esfuerzo de fluencia, sin incremento de esfuerzo, se denomina *deformación plástica*. Esta última deformación es generalmente igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica.

La fluencia del acero puede parecer una seria desventaja, pero en realidad es una característica muy útil; con frecuencia ha prevenido la falla de una estructura debida a omisiones o errores del proyectista. Si el esfuerzo en un punto de una estructura de acero dúctil alcanza el esfuerzo de fluencia, esa parte de la estructura fluirá localmente sin incremento en el esfuerzo, impidiendo así una falla prematura. Esta ductilidad permite que los esfuerzos en una estructura de acero se reajusten. Otra manera de describir este fenómeno es afirmar que los altos esfuerzos causados por la fabricación, el montaje o la carga tienden a igualarse entre sí. También puede decirse que una estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y golpes repentinos. Si no tuviese esta capacidad se podría fracturar como el vidrio u otros materiales frágiles.

Después de la región plástica se tiene una zona llamada *endurecimiento por deformación* en la que se requieren esfuerzos adicionales para producir deformaciones mayores. Esta porción del diagrama esfuerzo-deformación no resulta muy importante para los proyectistas actuales. En la fig. 1-2 se muestra un diagrama típico de un acero estructural de bajo contenido de carbono. Sólo se muestra aquí la parte inicial de la curva, debido a la gran deformación que ocurre antes de la falla. En el punto de falla los aceros dulces tienen deformaciones unitarias que equivalen a

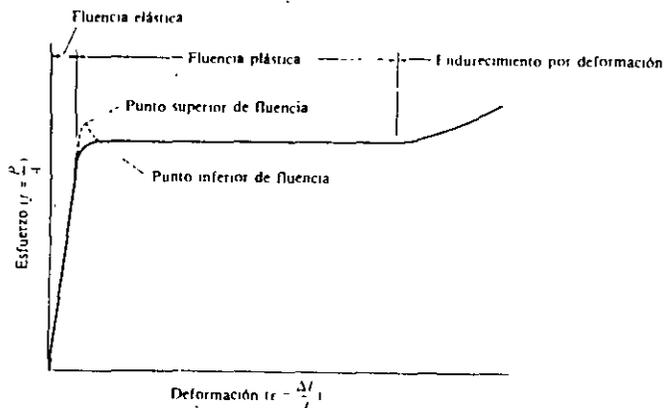


Figura 1-2 Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero estructural con bajo contenido de carbono.

valores que oscilan entre 150 y 200 veces los correspondientes a la deformación elástica. La curva alcanza su esfuerzo máximo y luego desciende una pequeña distancia antes de que ocurra la falla de la probeta. En esta región de la curva se presenta una marcada reducción de la sección transversal, de estricción, del elemento.

La curva esfuerzo-deformación en la fig. 1-2 es típica de los aceros estructurales dúctiles y se supone que es la misma para miembros a tensión o a compresión. (Los miembros estructurales a compresión deben ser gruesos ya que los miembros esbeltos sujetos a compresión tienden a flexionarse lateralmente y sus propiedades se ven afectadas por los momentos que se generan.) La forma del diagrama varía con la velocidad de carga, el tipo del acero y con la temperatura. En la figura se muestra dicha variación; la línea interrumpida marcada *fluencia superior* ocurre cuando un acero dulce se carga rápidamente, en tanto que la curva con la *fluencia inferior* se obtiene con una carga lenta.

Una propiedad muy importante de una estructura que no se ha esforzado más allá de su punto de fluencia es que ésta recuperará su longitud original cuando se supriman las cargas. Si se esfuerza más allá de ese punto recuperará sólo parte de su longitud inicial. Este hecho ofrece la posibilidad de probar una estructura existente cargándola y descargándola. Si después de que las cargas se retiran la estructura no recupera sus dimensiones originales, esto significa que se ha esforzado más allá de su punto de fluencia.

El acero es una aleación que consiste principalmente en hierro (más del 98%). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero. La dureza y la resistencia aumentan con el porcentaje de carbono pero desafortunadamente el acero resultante es más frágil y su soldabilidad se ve afectada. Una menor cantidad de carbono hará al acero más suave y dúctil, pero también más débil. La adición de cromo, silicio y níquel dan como resultado aceros con resistencias mucho mayores. Esos aceros son apreciablemente más caros y más difíciles de fabricar.

Un diagrama típico esfuerzo-deformación para un acero frágil se muestra en la fig. 1-3. Desafortunadamente, la baja ductilidad o fragilidad es una propiedad asociada con la alta resistencia del acero (no necesariamente asociada a los aceros de alta resistencia). Como es conveniente tener a la vez alta resistencia y gran ductilidad, el proyectista tendrá que decidir entre los dos extremos o buscar un término medio entre ellos. Un acero frágil puede fallar repentinamente, sin dar aviso, cuando se sobrecargue y durante el montaje puede fallar debido a los impactos propios de los procedimientos de construcción.

1-6 ACEROS ESTRUCTURALES MODERNOS

Las propiedades del acero pueden cambiarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se

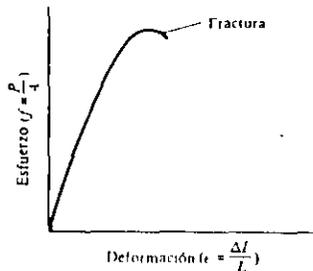


Figura 1-3 Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero frágil.

denominará acero aleado. Aunque esos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeñas. Por ejemplo, el contenido de carbono en el acero es casi siempre menor que el 0.5% en peso y es muy frecuente que sea de 0.2 a 0.3%.

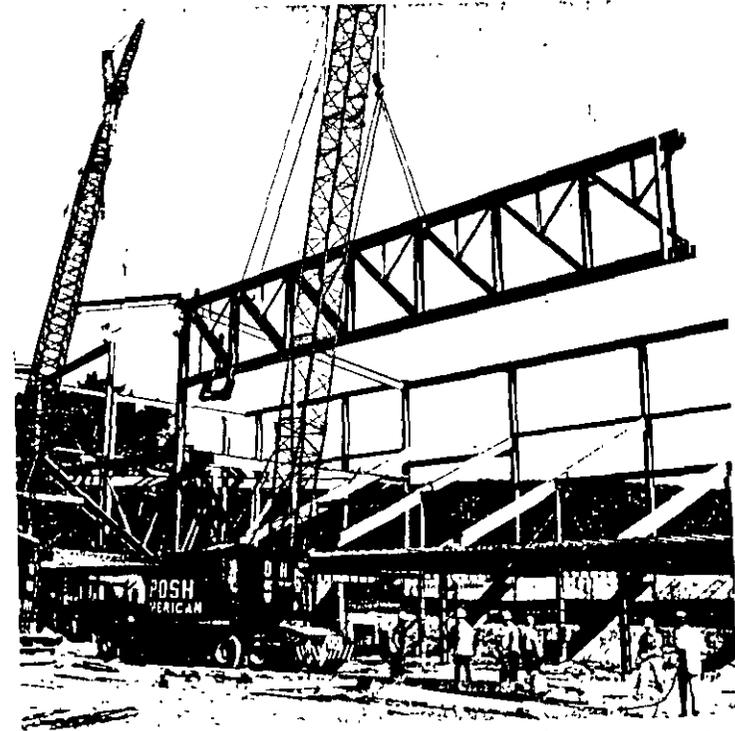
La composición química del acero es de suma importancia en sus efectos sobre las propiedades del acero tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etc. El carbono presente en el acero incrementa su dureza y resistencia, pero al mismo tiempo reduce su ductilidad igual que lo hacen el fósforo y el azufre. La ASTM especifica los porcentajes exactos máximos de carbono, manganeso, silicio, etc., que se permiten en los aceros estructurales. Aunque las propiedades físicas y mecánicas de los perfiles de acero las determina principalmente su composición química, también influye en ellas, hasta cierto punto, el proceso de laminado, la historia de sus esfuerzos y el tratamiento térmico aplicado.

Tal vez el 50% del acero estructural usado en los Estados Unidos es un acero al carbono designado A36 por la ASTM, pero existen muchos otros aceros y su demanda está aumentando rápidamente. El acero A572, descrito después en esta sección, se usa actualmente tanto como el A36, el cual es superior en resistencia.

En décadas recientes los ingenieros y arquitectos han requerido aceros más fuertes, aceros con mayor resistencia a la corrosión, con mejores propiedades de soldabilidad y diversas características. Las investigaciones realizadas por la industria acera durante este periodo han proporcionado varios grupos de nuevos aceros que satisfacen muchas de las demandas, de manera que actualmente existe una gran cantidad de aceros clasificados por la ASTM e incluidos en las especificaciones LRFD.

Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM: los *aceros de propósitos generales* (A36), los *aceros estructurales de carbono* (A529), los *aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación* (A441 y A572), los *aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica* (A242 y A588) y la *placa de acero templada y revenida* (A514).

En los párrafos que siguen se hacen algunas observaciones generales sobre estas clasificaciones de los aceros y a continuación se muestran en la tabla 1-1 los siete



Mitad de una armadura de techo con 170 pies de claro libre para el Centro de Atletismo y Convenciones de la Universidad de Lehigh en Bethlehem, Pa. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation.)

aceros ASTM mencionados aquí, junto con algunas observaciones sobre sus usos y características. (Observe en la tabla que entre más delgado se lamina un acero, más resistente resulta. Los elementos de mayor espesor tienden a ser más frágiles y su más lento enfriamiento produce una microestructura más burda en el acero.)

Aceros de carbono

Estos aceros tienen como principales elementos de resistencia al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono son aquellos que tienen los siguientes elementos con cantidades máximas de: 1.7% de carbono, 1.65% de manganeso, 0.60% de silicio y 0.60% de cobre. Estos aceros se dividen en cuatro categorías dependiendo del porcentaje de carbono, como sigue:

TABLA 1-1 PROPIEDADES DE ACEROS ESTRUCTURALES

Designación de la ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y en kip/plg^2	Resistencia especificada mínima a la tensión F_u en kip/plg^2
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	36 pero 32 si el espesor es mayor de 8 plg	58-80
A529	Al carbono	Perfiles, placas hasta $\frac{1}{2}$ plg	Similar al A36	42	60-85
A441	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 8 plg	Similar al A36	40-50	60-70
A572	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 6 plg	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas. No para puentes soldados los de F_y w 55 o mayores	42-65	60-80
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras hasta 4 plg	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	42-50	63-70
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas y remachadas	42-50	63-70
A514	Templados y revenidos	Placas solo hasta 4 plg	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada, no se use si la ductilidad es importante	90-100	100-130

*Los valores F_y varían con el espesor y el grupo (véanse las tablas 1 y 2 en la primera parte del manual LRFD)

²Los valores F_u varían con el grado y el tipo

1-6 Aceros estructurales modernos

1. Acero de bajo contenido de carbono (< 0.15%).
2. Acero dulce al carbono (0.15 a 0.29%). El acero estructural al carbono queda dentro de esta categoría.
3. Acero medio al carbono (0.30 a 0.59%).
4. Acero con alto contenido de carbono (0.60 a 1.70%).

El acero A36 tan común con un esfuerzo de fluencia de 36 000 lb/plg² es adecuado para puentes y edificios atornillados, soldados o remachados. Se usa para la mayoría de los problemas de diseño en este texto.

Aceros de alta resistencia y baja aleación

Existe un gran número de aceros de este tipo clasificados por la ASTM. Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno a más agentes aleantes como el cromo, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros. Se incluyen aceros con esfuerzos de fluencia comprendidos entre 40 000 y 70 000 lb/plg². Estos aceros generalmente tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono.

El término baja aleación se usa para describir arbitrariamente aceros en los que el total de elementos aleantes no excede el 5% de la composición total.

Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica

Cuando los aceros se alean con pequeños porcentajes de cobre, se vuelven más resistentes a la corrosión. Cuando se exponen a la atmósfera, las superficies de esos aceros se oxidan y se les forma una película impermeable adherida (conocida también como "pátina") que impide una mayor oxidación y se elimina así la necesidad de pintarlos. Después de que ocurre este fenómeno, o sea después de un periodo que va de 18 meses a 3 años (que depende del tipo de exposición, por ejemplo, rural, industrial, luz solar directa o indirecta, etc.), el acero adquiere un color que va del rojo oscuro al café y al negro.

El primer acero de este tipo lo desarrolló en 1933 la U.S. Steel Corporation para darle resistencia a los carros de ferrocarril, transportadores de carbón en los que la corrosión era muy intensa. Estos aceros tienen gran aplicación en estructuras con miembros expuestos y difíciles de pintar como puentes, torres de transmisión, etc.; sin embargo, no son apropiados para usarse en lugares donde queden expuestos a brisas marinas, niebla o a humos industriales corrosivos; tampoco son adecuados para usarse en condición sumergida (agua dulce o salada) o en áreas muy secas como en algunas partes del oeste de los Estados Unidos. Para que a estos aceros se les forme la película impermeable adherida (pátina) deben estar sujetos a ciclos de humedad y sequedad, de otra manera seguirán teniendo la apariencia de acero sin pintar.

Aceros templados y revenidos

Estos aceros tienen agentes aleantes en exceso, en comparación con las cantidades usadas en los aceros al carbono, y son tratados térmicamente (templados y revenidos) para darles dureza y resistencia con fluencias comprendidas entre 80 000 y 110 000 lb/plg². El revenido consiste en un enfriamiento rápido del acero con agua o aceite, cambiando la temperatura de por lo menos 1650°F a 300 o 400°F. En el templado el acero se recalienta por lo menos a 1150°F y luego se deja enfriar.

Los aceros templados y revenidos no muestran puntos bien definidos de fluencia como lo hacen los aceros al carbono y los aceros de alta resistencia y baja aleación. En vista de ello su resistencia a la fluencia se define en función del esfuerzo asociado a una deformación del 0.2%. (En otras palabras, se traza una línea paralela a la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación a partir de una deformación igual a 0.002 hasta que interseca la curva del diagrama. El esfuerzo en el punto de intersección se define entonces como el punto de fluencia.) Los aceros templados y revenidos en la tabla 2-1 están registrados bajo la designación A514 del ASTM y tienen esfuerzos de fluencia entre 90 000 y 100 000 lb/plg², dependiendo de sus espesores.

En la sección A3.1 de la sexta parte del manual LRFD están registrados otros siete grados de aceros (A53, A500, A501, A570, A606, A607 y A618). Estos grados comprenden tubos, tubulares doblados en frío y en caliente, láminas y soleras.

En la fig. 1-4 se muestran una serie de curvas esfuerzo-deformación para los tres principales tipos de aceros descritos aquí (al carbono, los de alta resistencia y los templados y revenidos). Como puede observar el lector los dos primeros tipos tienen puntos de fluencia bien definidos, en tanto que los templados y revenidos no lo tienen. La resistencia a la fluencia de estos últimos se define entonces, como se indicó antes, en función del 0.2% de la deformación unitaria.

1-7 USOS DE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA

Existen otros grupos de aceros de alta resistencia como los de ultra alta resistencia que tienen fluencias de entre 160 000 y 300 000 lb/plg². Estos aceros no se han incluido en el manual LRFD porque la ASTM no les ha asignado un número de clasificación.

Actualmente existen en el mercado más de 200 aceros con esfuerzos de fluencia mayores de 36 000 lb/plg². La industria del acero está experimentando con aceros cuyos esfuerzos de fluencia varían entre 200 000 y 300 000 lb/plg², y esto es sólo el principio. Mucha gente de esta industria cree que en unos cuantos años se dispondrá de aceros con fluencias de 500 000 lb/plg². La fuerza teórica de unión entre los átomos de hierro se ha estimado en exceso de 4 000 000 lb/plg².⁵

⁵ L. S. Beedle y cols., *Structural Steel Design* (Diseño de estructuras de acero), (Nueva York: Ronald Press, 1964), pág. 44

1-7 Usos de los aceros de alta resistencia

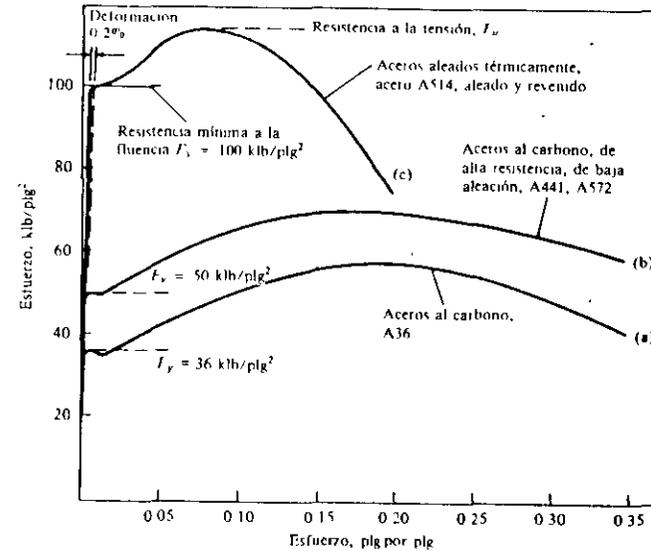


Figura 1-4 Curvas esfuerzo-deformación. (Tomada del libro *Steel Structures* de C.G. Salmon y J.E. Johnson, 2a. edición, publicado por Harper y Row, 1980.)

Aunque los precios de los aceros aumentan con el incremento de los puntos de fluencia, el porcentaje de incremento en los precios no es mayor que el porcentaje de incremento de los puntos de fluencia. En consecuencia, el uso de aceros más resistentes resultará económico en miembros a tensión, vigas y columnas. Tal vez la mayor economía se obtendrá con los miembros a tensión (sobre todo en aquellos sin agujeros para tornillos y remaches). Pueden producir ahorros considerables en vigas si las deflexiones no son de importancia o si éstas pueden controlarse con los métodos descritos en capítulos posteriores. Además, pueden lograrse ahorros sustanciales con los aceros de alta resistencia en columnas resistentes de longitud corta y mediana. Otra fuente de ahorro lo proporciona la construcción híbrida. En este tipo de construcción se usan dos o más aceros de diferentes resistencias, empleando los aceros más débiles donde los esfuerzos son menores y los aceros más resistentes donde los esfuerzos son mayores.

Entre los factores adicionales que pueden conducir al uso de los aceros de alta resistencia se cuentan los siguientes:

1. Alta resistencia a la corrosión.
2. Posibles ahorros en los costos de montaje, transporte y cimentaciones debido al menor peso.
3. Uso de vigas de menor peralte, que permite reducir el espesor de los pisos.

4. Posibles ahorros en la protección contra el fuego porque pueden usarse perfiles más pequeños.

La primera consideración que se hacen muchos ingenieros al escoger un tipo de acero es el costo directo de los perfiles. Dicha comparación puede hacerse fácilmente, pero la consideración económica respecto a qué acero se debe usar, no puede hacerse a menos que se tomen en cuenta otros factores como pesos, tamaños, deflexiones, mantenimiento y fabricación. Hacer una comparación general exacta de los aceros probablemente resulte imposible, por lo que debe uno limitarse a considerar el caso entre manos.

1-8 SUMINISTRO DEL ACERO ESTRUCTURAL

El suministro del acero estructural consiste en el laminado de los perfiles, la fabricación de los elementos para un trabajo específico (incluido el corte a las dimensiones requeridas y el punzonado de los agujeros necesarios para las conexiones de campo) y el montaje de éstos. Muy rara vez una compañía ejecuta esas tres funciones y la compañía promedio ejecuta sólo una o dos de ellas. Por ejemplo, muchas compañías fabrican estructuras de acero y las montan, en tanto que otras sólo las montan o sólo las fabrican. Existen aproximadamente entre 400 y 500 compañías en los Estados Unidos que fabrican estructuras de acero, muchas de ellas también las montan.

Los fabricantes de estructuras normalmente tienen pocos perfiles en bodega debido a los altos intereses y costos de almacenaje. Cuando deben fabricar una estructura, ordenan los perfiles cortados a determinadas longitudes directamente a las laminadoras o a los distribuidores de éstas. Las distribuidoras, que son un factor cada vez más importante en el suministro del acero estructural, compran y almacenan grandes cantidades de perfiles que adquieren a los mejores precios posibles en cualquier parte del mundo.

El diseño de las estructuras generalmente lo hace un ingeniero en colaboración con una empresa de arquitectos. El proyectista hace los dibujos del diseño que muestran los tamaños de los miembros estructurales, las dimensiones generales así como conexiones fuera de lo común. La compañía encargada de fabricar la estructura elabora los planos detallados y los somete a la aprobación del ingeniero. Esos planos contienen toda la información necesaria para fabricar la estructura correctamente. En ellos se muestran las dimensiones de cada miembro, las localizaciones y tamaños de agujeros, las posiciones y tamaños de las conexiones, etc.

El montaje de edificios es más que en cualquier otro aspecto del trabajo de construcción, un asunto de ensamblaje. Cada elemento se marca en taller con letras y números para distinguirlo de los demás. El montaje se ejecuta de acuerdo con una serie de planos de montaje. Esos planos no son dibujos detallados sino simples diagramas que muestran la posición de cada elemento en la estructura. En el extremo izquierdo de cada elemento se pone una marca que corresponde a su identificación en el plano de detalle. Generalmente se pintan indicaciones respecto a la di-

1-9 El proyectista estructural

rección en las caras de las columnas (norte, sur, este y oeste). Estas marcas facilitan a los montadores orientar correctamente las piezas.

1-9 EL PROYECTISTA ESTRUCTURAL

Los proyectistas estructurales pueden sentirse orgullosos de la parte que han desempeñado en el desarrollo de los Estados Unidos. Las ciudades, las regiones agrícolas e industriales de este país están llenas de sorprendentes estructuras diseñadas por miembros de su profesión. Sin embargo, todas estas notables estructuras palidecerán frente a las estructuras que diseñarán las nuevas generaciones de proyectistas.



Montaje de la estructura de acero del edificio Transamerica Pyramid en San Francisco, Calif. (Cortesía de Kaiser Steel Corporation.)

Las estructuras del futuro ofrecerán grandes oportunidades para el desenvolvimiento de los nuevos ingenieros dentro del campo estructural.

El proyectista estructural distribuye y dimensiona las estructuras y las partes de éstas para que soporten satisfactoriamente las cargas a que quedarán sometidas. Sus funciones son: el trazo general de la estructura, el estudio de las formas estructurales posibles, la consideración de las condiciones de carga, el análisis de esfuerzos, deflexiones, etc., el diseño de los elementos y la preparación de los planos. Más precisamente, la palabra diseño se refiere al dimensionamiento de las partes de una estructura después de que se han calculado las fuerzas, éste será el proceso que se enfatizará a lo largo del texto, usando como material constructivo al acero estructural.

1-10 OBJETIVOS DEL PROYECTISTA ESTRUCTURAL

El proyectista estructural debe aprender a distribuir y a proporcionar las partes de las estructuras de manera que puedan montarse prácticamente, que tengan resistencia suficiente y que sean económicas. Estos conceptos se analizan brevemente a continuación.

Seguridad

Una estructura no sólo debe soportar con seguridad las cargas impuestas sino soportarlas en forma tal que las deflexiones y vibraciones resultantes no sean excesivas y alarmen a los ocupantes o causen grietas en ella.

Costo

El proyectista siempre debe tener en mente la posibilidad de abatir los costos de la construcción sin sacrificar la resistencia. A lo largo de este texto se analizan algunos aspectos de construcción que pueden ayudar a reducir los costos, tales como: uso de miembros estructurales estándar, uso de conexiones y detalles simples y el uso de elementos y materiales que no requieren un mantenimiento excesivo a través de los años.

Factibilidad

Otro objetivo es el diseño de estructuras que puedan fabricarse y montarse sin mayores problemas. Los proyectistas necesitan conocer lo relativo a los métodos de fabricación y deben adaptar sus diseños a las instalaciones disponibles.

Los proyectistas deben aprender también todo lo relativo al detallado y al montaje de las estructuras. Entre más sepa sobre los problemas, tolerancias y márgenes de taller y campo, mayor será la posibilidad de que sus diseños resulten razonables, prácticos y económicos. Este conocimiento debe incluir información relativa al envío de los elementos estructurales a la obra (por ejemplo, el tamaño máximo de las partes que pueden transportarse por camión o ferrocarril) así como a la disponibili-

dad de mano de obra y equipo de montaje. Quizá el proyectista deba hacerse la pregunta, "¿podría yo erigir esta estructura si me enviaran a montarla?"

Por último el proyectista debe dimensionar las partes de la estructura de manera que éstas no interfieran con las partes mecánicas (tuberías, ductos, etc.) o arquitectónicas.

1-11 DISEÑO DE MIEMBROS DE ACERO

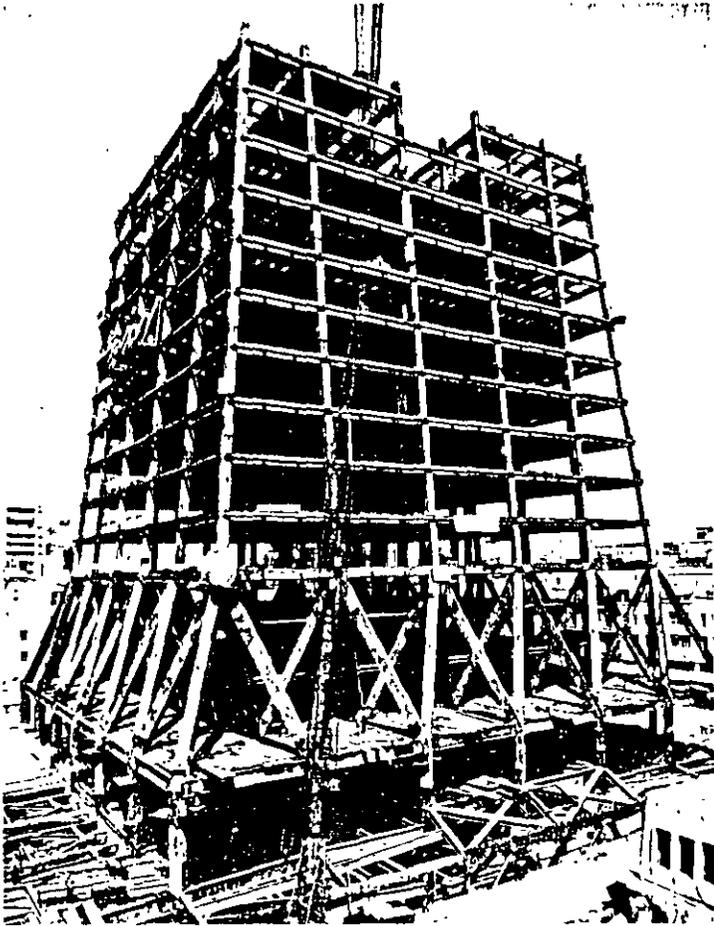
El diseño de un miembro estructural de acero implica mucho más que el cálculo de las propiedades requeridas para resistir las cargas y la selección del perfil más ligero que tenga tales propiedades. Aunque a primera vista este procedimiento parece que presenta los diseños más económicos, deben considerarse muchos otros factores. Algunos de estos son los siguientes:

1. El proyectista necesita seleccionar los tamaños en que se fabrican los perfiles laminados. Vigas, placas y barras de tamaños poco comunes serán difíciles de conseguir en periodos de mucha actividad constructiva y resultarán caros en cualquier época. Un poco de estudio le permitirá al proyectista aprender a evitar tales perfiles. Los fabricantes de acero reciben constantemente información de las empresas constructoras acerca de los tamaños disponibles de perfiles. Esta información incluye los tamaños así como las longitudes de los perfiles en existencia. (La mayor parte de los perfiles estructurales pueden conseguirse en longitudes de 60 a 75 pies, dependiendo del fabricante, aunque bajo ciertas condiciones pueden conseguirse hasta de 120 pies.)

2. En ciertos casos, puede ser un error suponer que el perfil más ligero es el más barato. Una estructura diseñada según el criterio de la "sección más ligera" consistirá en un gran número de perfiles de formas y tamaños diferentes. Tratar de conectar y adaptar todos esos perfiles será bastante complicado y el costo del acero empleado probablemente será muy alto. Un procedimiento más razonable sería uniformar el mayor número posible de perfiles en cuanto al tamaño y forma aunque algunos sean de mayor tamaño.

3. Las vigas escogidas para los pisos de edificios son las de mayor peralte, ya que esas secciones, para un mismo peso, tienen los mayores momentos de inercia y momentos de resistencia. Conforme aumenta la altura de los edificios, resulta económico modificar este criterio; consideremos por ejemplo, un edificio de 20 pisos en el cual cada piso debe tener una altura libre mínima. Si los peraltes de las vigas de los pisos se reducen 6 plg, las vigas costarán más, pero la altura del edificio se reducirá $20 \times 6 = 120$ plg o 10 pies con el consiguiente ahorro en muros, pozos de elevadores, alturas de columnas, plomería, cableado y cimentaciones.

4. Para perfiles más grandes, en particular los armados, el proyectista necesita tener información relativa a los problemas del transporte. Esta información incluye: las máximas longitudes y peraltes que pueden transportarse por camión o ferrocarril, las alturas libres bajo puentes y líneas de transmisión situadas en las vías de ac-



Montaje de la estructura de acero del edificio Transamerica Pyramid en San Francisco, Calif. (Cortesía de Kaiser Steel Corporation)

ceso a la obra y las cargas permitidas sobre los puentes que deberán cruzarse. Es posible fabricar en el taller una armadura de techo de una sola pieza, pero no siempre será posible transportarla y montarla en esa condición.

5. Deben escogerse secciones que sean fáciles de montar y mantener. Por ejemplo, los elementos estructurales de un puente deben tener sus superficies expuestas,

1-12 Exactitud de los cálculos

dispuestas de manera que puedan pintarse periódicamente (a menos que se utilice un acero especial resistente a la corrosión).

6. Los edificios tienen con frecuencia una gran cantidad de tuberías, conductos, etc., por lo que deben escogerse elementos estructurales que sean compatibles con los requisitos de forma y tamaño impuestos por tales instalaciones.

7. Los miembros de una estructura de acero a veces están expuestos al público, sobre todo en el caso de los puentes de acero y auditorios. La apariencia puede ser el factor principal al tener que escoger el tipo de estructura, como en el caso de los puentes. Los miembros expuestos pueden ser muy estéticos cuando se disponen de manera sencilla y tal vez cuando se escogen elementos con líneas curvas; sin embargo, ciertos arreglos pueden ser sumamente desagradables a la vista. Es un hecho que algunas estructuras de acero, bellas en apariencia, resultan muy razonables desde el punto de vista de su costo.

1-12 EXACTITUD DE LOS CALCULOS

Un punto muy importante, que muchos estudiantes con sus poderosas calculadoras tienen dificultad para entender, es que el diseño estructural no es una ciencia exacta y que no tiene sentido tener resultados con ocho cifras significativas. Algunas de las razones se deben a que los métodos de análisis se basan en suposiciones parcialmente ciertas, a que las resistencias de los materiales varían apreciablemente y a que las cargas máximas sólo pueden determinarse en forma aproximada. Con respecto a esta última afirmación, ¿cuántos usuarios de este libro podrían estimar con una aproximación del 10% la carga máxima en kg/m^2 que se presentará eventualmente en el piso del edificio que ahora ocupan? Los cálculos con más de dos o tres cifras significativas, obviamente son de poco valor y pueden darle al estudiante una falsa impresión de precisión.

Análisis de miembros a tensión

3-1 INTRODUCCION

Es común encontrar miembros sujetos a tensión en puentes, armaduras de techos, torres, sistemas de arriostamiento y en miembros usados como tirantes. La selección de un perfil para usarse como miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos que se encuentran en el diseño de estructuras. Como no existe el problema del pandeo, el proyectista sólo necesita calcular la fuerza factorizada que debe tomar el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño para determinar el área de la sección transversal efectiva necesaria. Luego se debe seleccionar una sección de acero que satisfaga esta área. Sin embargo, aunque estos cálculos introductorios de miembros a tensión son muy sencillos tienen el propósito de que el estudiante conozca las ideas del diseño y el manual LRFD.

Una de las formas más simples de los miembros a tensión es la barra de sección circular, la cual es difícil de conectar a otras estructuras. La barra circular se usó con frecuencia en el pasado, pero actualmente sólo tiene aplicación en los sistemas de arriostamiento, en las armaduras ligeras y en la construcción con madera. Una causa importante para que las barras circulares no se utilicen mucho actualmente es el mal uso que recibieron en el pasado; pero si se diseñan e instalan correctamente resultan muy adecuadas en muchos casos prácticos.

Las barras de sección circular tienen poca rigidez y se flexionan fácilmente bajo su propio peso, afectando así la apariencia de la estructura. Estas barras provistas de rosca y utilizadas antiguamente en puentes, con frecuencia, funcionaban flojas y generaban mucha vibración.

Otra desventaja de las barras redondas es la dificultad de fabricarlas a la longitud exacta requerida y las consecuentes dificultades en su instalación.

Cuando se usan como arriostamientos es conveniente aplicarles una tensión inicial con la idea de reducir la vibración y la deflexión, así como rigidizar la estructura. Para obtener una tensión inicial los miembros pueden especificarse con una longitud menor que la requerida; la regla empírica usada para esto es detallar las

3-1 Introducción

barras $\frac{1}{8}$ plg más cortas por cada 20 pies de longitud. (Esfuerzo aproximado $f = cE = [\frac{1}{16}/(12)(20)] (29 \times 10^6) = 7550 \text{ lb/plg}^2$). Otro método muy satisfactorio de aplicar una tensión inicial consiste en estirar las barras con un templador. La quinta parte del manual LRFD proporciona información detallada sobre estos dispositivos.

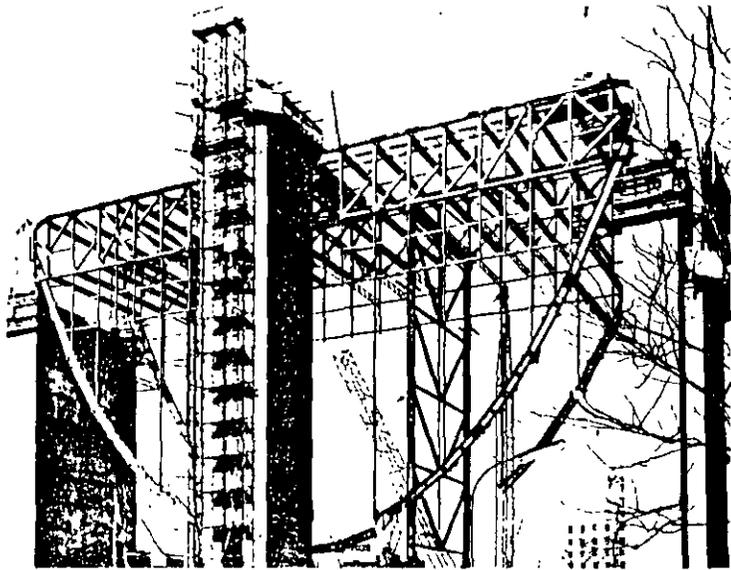
La exposición precedente sobre las barras de sección circular debe aclarar por qué otras secciones laminadas como los perfiles angulares han sustituido a los redondos en la mayoría de los casos. En las primeras estructuras construidas con acero, los miembros a tensión consistían en barras y a veces en cables. Actualmente, aunque el uso de cables se ha incrementado en estructuras de techo suspendido, los miembros a tensión consisten generalmente en ángulos simples, ángulos dobles, secciones T, canales, secciones W o secciones armadas a base de placas o perfiles laminados. Estos miembros tienen mejor apariencia que los antiguos, son más rígidos y se conectan más fácilmente. Otro tipo de sección usada con frecuencia en miembros a tensión es la placa plana que resulta muy satisfactoria en torres de transmisión y de señales, puentes peatonales y estructuras análogas.

Los miembros a tensión de armaduras para techos pueden consistir en ángulos simples tan pequeños como el de $2\frac{1}{2} \times 2 \times \frac{1}{4}$ para miembros menores. Un miembro más satisfactorio se construye a base de dos ángulos, espalda con espalda, con separación suficiente entre ellos para permitir la inserción de placas de conexión. Cuando las secciones se disponen espalda con espalda, deben conectarse cada 4 o 5 pies para prevenir vibración, especialmente en armaduras de puentes. Probablemente los ángulos simples y los dobles son los tipos más comunes que se usan en miembros a tensión. Las estructuras T resultan muy satisfactorias como cuerdas de armaduras soldadas porque los miembros de la celosía se pueden conectar fácilmente a ellas.

Los miembros a tensión en puentes y armaduras de grandes techos pueden consistir en canales, secciones W o S o en secciones armadas a base de ángulos, canales y placas. Las canales simples se usan con frecuencia, ya que tienen poca excentricidad y son fáciles de conectar. Aunque con el mismo peso, por unidad de longitud las secciones W son más rígidas que las secciones S, pero tienen la desventaja, desde el punto de vista de su conexión, de variar en sus peraltes. Por ejemplo la W12 x 79, la W12 x 72 y la W12 x 65 tienen peraltes ligeramente diferentes (12.38, 12.25 y 12.12 plg, respectivamente) en tanto que todas las secciones S de un cierto tamaño nominal tienen el mismo peralte. Por ejemplo, la S12 x 50, la S12 x 40.8 y la S12 x 35 tienen un peralte de 12 plg.

Aunque los perfiles estructurales simples son un poco más económicos que las secciones armadas, éstas se usan ocasionalmente cuando el proyectista no es capaz de obtener suficiente área o rigidez con las formas simples. Cuando se usen secciones armadas es importante recordar que se tendrán que realizar conexiones de campo y aplicar una o varias capas de pintura; por ello se debe disponer de suficiente espacio para poder efectuar estas operaciones.

Cuando los miembros constan de más de una sección, éstas necesitan conectarse. Las placas de unión localizadas regularmente o bien, las cubreplacas perforadas sirven para mantener las diversas secciones en sus posiciones correctas. Estas placas sirven también para corregir cualquier distribución desigual de carga entre las diver-



Montaje del edificio del banco de la Reserva Federal en Minneapolis, Minn. (Cortesía de Inryco, Inc.)

sas secciones; sirven además para mantener las relaciones de esbeltez (concepto que se estudiará más adelante) de las partes individuales dentro de ciertos límites y facilitar el manejo de los miembros armados. Los miembros individuales muy largos tales como los perfiles angulares pueden resultar de difícil manejo debido a su alta flexibilidad, pero cuando se unen cuatro ángulos formando un solo miembro como se muestra en la fig. 3-1, el miembro adquiere considerable rigidez. Ninguna de las placas de unión intermitentes se considera que incrementa el área efectiva de las secciones. Como teóricamente éstas no toman porciones de la fuerza actuante en las secciones principales, sus tamaños quedan regidos generalmente por las especificaciones y a veces por el buen juicio del proyectista. Las cubreplacas perforadas (véase la fig. 6-10) son una excepción, pues parte de sus áreas pueden considerarse efectivas para resistir la carga axial.

En la fig. 3-1 se muestran algunos tipos de miembros a tensión de uso general. En esta figura las líneas interrumpidas representan las placas de unión intermitentes a las barras usadas para conectar los perfiles.

Los cables de acero se fabrican con alambres especiales de acero aleado que se extruyen en frío con el diámetro deseado. La resistencia de los alambres resultantes, que varía entre 200 000 y 250 000 lb/plg², se puede usar económicamente en puentes colgantes, techos suspendidos, funiculares y en aplicaciones similares.

3-1 Introducción

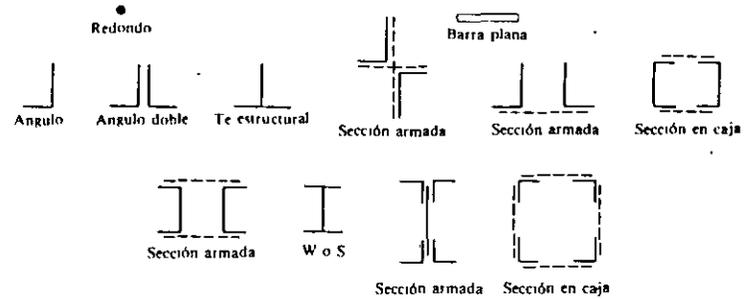
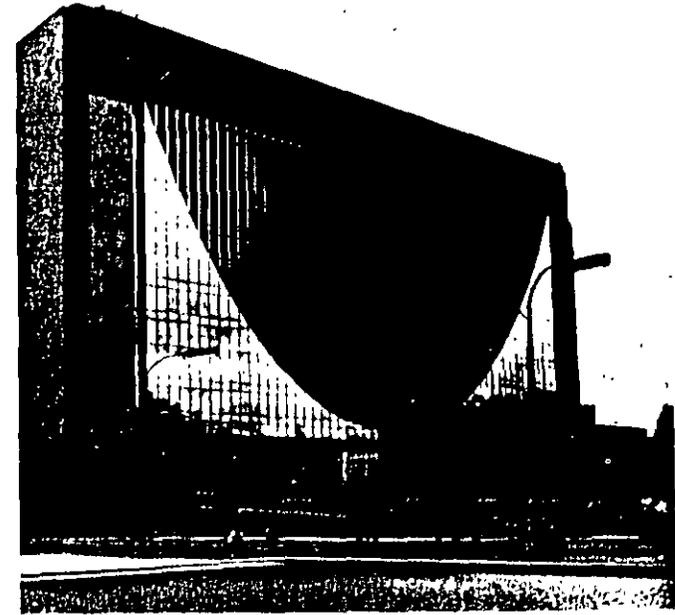


Figura 3-1 Tipos de miembros a tensión.

Normalmente para seleccionar un cable el proyectista usa el manual del fabricante; mediante éste determina el tamaño necesario del cable así como el esfuerzo de fluencia del acero. También se pueden seleccionar ahí las abrazaderas y otros dispositivos conectores para los extremos del cable.



Edificio del banco de la Reserva Federal en Minneapolis, Minn. (Cortesía de Inryco, Inc.)

3-2 DISEÑO POR RESISTENCIA DE MIEMBROS A TENSION

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. Sin embargo, un miembro a tensión cargado hasta el endurecimiento, se alargará considerablemente y restará utilidad a éste, pudiendo además causar la falla del sistema estructural del que forma parte el miembro.

Por otra parte, si tenemos un miembro a tensión con agujeros para tornillos, éste puede fallar por fractura en la sección neta que pasa por los agujeros. Esta carga de falla puede ser más pequeña que la carga requerida para plastificar la sección bruta alejada de los agujeros. Se debe tener en cuenta que la parte del miembro que tiene un área transversal reducida por los agujeros, es muy corta comparada con su longitud total. Aunque la condición de endurecimiento por deformación se alcanza rápidamente en la porción de área neta del miembro, la plastificación en esa zona no es realmente un estado límite de importancia, ya que el cambio total en la longitud del miembro, debido a esa plastificación en una parte tan corta, puede ignorarse.

La especificación LRFD-D1 estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión, $\phi_t P_n$, será la más pequeña de los valores obtenidos con las dos expresiones siguientes:

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro)

$$P_n = \phi_t F_u A_g \quad \text{con } \phi_t = 0.9$$

Por fractura en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches

$$P_n = \phi_t F_u A_e \quad \text{con } \phi_t = 0.75$$

En la expresión anterior F_u es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y A_e es el área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros. Esta área puede ser algo más pequeña que el área neta real, A_n , debido a las concentraciones de esfuerzo y a otros factores que se analizan en la sección 3.5 de este capítulo.

Las resistencias de diseño presentadas aquí no son aplicables a barras roscadas (con cuerdas) o a miembros con agujeros para pasadores (como las barras de ojo). Estos casos se analizarán en la sección 4.2.

No es probable que las fluctuaciones de esfuerzos lleguen a ser un problema en los edificios comunes porque los cambios en las cargas, en dichas estructuras, ocurren generalmente en forma esporádica y producen variaciones relativamente pequeñas en los esfuerzos. Las cargas de diseño por viento total o las de sismo ocurren con tan poca frecuencia que no se consideran en el diseño por fatiga. Sin embargo, si ocurren variaciones frecuentes o aun cambios en el signo de los esfuerzos, el aspecto de la fatiga debe considerarse. Este tema se presenta en la sección 4.4.

3-3 AREAS NETAS

La presencia de un agujero en un miembro sujeto a tensión incrementa los esfuerzos, aun si el agujero está ocupado por un tornillo o un remache. (Cuando se usan tornillos de alta resistencia puede haber cierto desacuerdo respecto a esto, bajo ciertas circunstancias.) Se tiene menos área de acero sobre la que puede distribuirse la carga y habrá concentración de esfuerzos a lo largo del borde del agujero.

La tensión se supone uniformemente distribuida sobre la sección neta del miembro, aunque estudios de fotoelasticidad demuestran que existe un incremento en la intensidad del esfuerzo alrededor de los bordes de los agujeros, que en ocasiones puede alcanzar varias veces el valor del esfuerzo que se tendría si los agujeros no estuvieran presentes. Sin embargo, para materiales dúctiles es razonable suponer una distribución uniforme de esfuerzos cuando el material se carga más allá de su punto de fluencia. Si las fibras alrededor de los agujeros se esfuerzan hasta su punto de fluencia, éstas fluirán sin incremento de esfuerzo, redistribuyéndose los esfuerzos presentes. Bajo carga última es razonable suponer una distribución uniforme de los esfuerzos. La importancia de la ductilidad en la resistencia de miembros a tensión atornillados o remachados se ha demostrado claramente en ensayos. Los miembros a tensión (con agujeros para tornillos o remaches) fabricados de acero dúctil han resultado entre $\frac{1}{5}$ y $\frac{1}{6}$ más resistentes que miembros similares, hechos de aceros frágiles con las mismas resistencias últimas.

Estas consideraciones son aplicables solamente a miembros a tensión sometidos a cargas relativamente estáticas. Si es necesario diseñar estos miembros por cargas de fatiga, deberá ponerse especial cuidado en minimizar las fuentes de concentración de esfuerzos, tales como los cambios bruscos de sección transversal, esquinas salientes, etc. Además, como se explica en la sección 4-4, en ocasiones los miembros tendrán que reforzarse.

El término "área neta de la sección transversal" o simplemente "área neta" se refiere al área bruta de la sección transversal menos la de ranuras, muescas y agujeros. Al considerar el área de éstos por lo general es necesario restar un área un poco mayor que la nominal del agujero. Por ejemplo, en la fabricación de estructuras de acero para conectarse con tornillos o remaches, los agujeros se punzonan con un diámetro $\frac{1}{16}$ plg mayor que el correspondiente al tornillo o remache. Además, se considera que el punzonado del agujero daña o aun destruye, $\frac{1}{16}$ plg más del metal circundante; por lo tanto, el área de los agujeros que se resta corresponde a un diámetro $\frac{1}{8}$ plg mayor que el diámetro nominal del conector. El área que se resta por agujeros es rectangular e igual al producto del diámetro del agujero por el espesor del metal.

Las placas con espesores mayores que el diámetro del conector, son difíciles de punzonar a la medida requerida sin que se presente una deformación excesiva del material circundante. Estos agujeros deben prebarrenarse a diámetros ligeramente menores que $\frac{1}{16}$ plg) que los especificados y luego, cuando las piezas están ya ensambladas, rimarse al diámetro justo. Con este proceso se daña poco el material y, como los agujeros resultantes son lisos y de paredes uniformes, no se considera necesario restar el $\frac{1}{16}$ plg por daño a los lados. Algunas veces, cuando deben conectarse piezas

de gran espesor, los agujeros se taladran al diámetro del conector más $\frac{1}{32}$ plg; este proceso resulta muy caro y debe evitarse siempre que sea posible.

Puede resultar necesario adoptar una mayor tolerancia dimensional durante los montajes para los tornillos de alta resistencia con diámetros mayores de $\frac{5}{8}$ plg. Se pueden usar agujeros mayores que los estándar sin reducir la eficiencia de la conexión. Estos agujeros pueden ser ovalados, tal como se describen en el capítulo 12.

El ejemplo 3-1 ilustra los cálculos necesarios para determinar el área neta de una placa trabajando a tensión.

EJEMPLO 3-1

Determine el área neta de la placa de $\frac{3}{8} \times 8$ plg mostrada en la fig. 3-2. La placa está conectada en sus extremos con dos líneas de tornillos de $\frac{3}{4}$ plg.

Solución:

$$\text{Área neta} = A_n = \left(\frac{3}{8}\right)(8) - (2)\left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right)\left(\frac{3}{8}\right) = 2.34 \text{ plg}^2 \text{ (1510 mm}^2\text{)}$$

Las conexiones de los miembros a tensión deben diseñarse de modo que no tengan excentricidad. (Una excepción a esta regla, aceptada por el AISC para ciertas conexiones soldadas, se describe en el capítulo 14.) Si este arreglo es posible, se supone que el esfuerzo se distribuye uniformemente sobre toda la sección neta del miembro. Si las conexiones tienen excentricidad se producirán momentos que ocasionan esfuerzos adicionales en la vecindad de la conexión. Desafortunadamente, a menudo es bastante difícil arreglar conexiones sin excentricidad. Aunque las especificaciones abarcan algunas situaciones, el proyectista deberá usar su buen juicio al considerar las excentricidades en ciertos casos.

Las líneas de acción de los miembros de armaduras que llegan a una junta se consideran concurrentes. Si no concurren se tendrán excentricidades y aparecerán esfuerzos secundarios. Se supone que los ejes de gravedad de los miembros coinciden con las líneas de acción de sus fuerzas respectivas. En un miembro simétrico no existe problema, ya que su eje de simetría coincide con su eje de gravedad, pero en miembros no simétricos el problema es un poco más difícil. Para estos miembros, la línea de centros no coincide con el eje de gravedad, pero la práctica común es co-

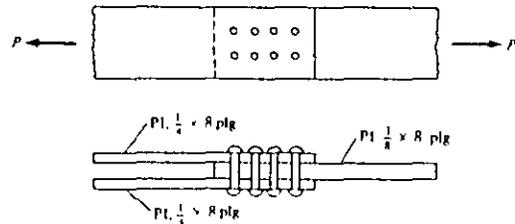


Figura 3-2

3-4 Efecto de agujeros alternados

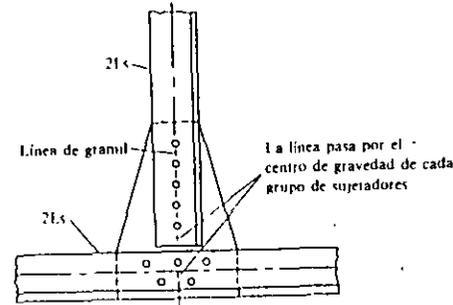


Figura 3-3

locar dichos miembros en la junta de manera que los ejes de las hileras de conectores (líneas de gramil) concurren. Si un miembro tiene más de una línea de gramil se utiliza para detallar la más cercana al eje de gravedad de la pieza. La fig. 3-3 muestra una junta de armadura en la que los ejes de gramil de todos los miembros concurren al mismo punto.

3-4 EFECTO DE AGUJEROS ALTERNADOS

Si se tiene más de una hilera de agujeros para tornillos o remaches en un miembro, a veces es conveniente escalonar los agujeros con el fin de tener en cualquier sección el máximo de área neta para resistir la carga. En los párrafos anteriores se ha supuesto que los miembros a tensión fallan transversalmente a lo largo de la línea AB como se muestra en las figs. 3-4(a) y 3-4(b). En la fig. 3-4(c) se muestra un miembro en el que la falla puede ocurrir de otra manera. Los agujeros están alternados y es posible que la falla ocurra a lo largo de la línea ABCD, a menos que los agujeros se encuentren muy separados.

Para determinar el área neta crítica en la fig. 3-4(c) puede parecer lógico calcular el área de una sección transversal del miembro (como la AE) menos el área de un agujero y luego el área a lo largo de la línea ABCD menos dos agujeros. El menor valor obtenido a lo largo de estas secciones nos daría el valor crítico, pero este método en realidad es erróneo. A lo largo de la línea diagonal B a C existe una

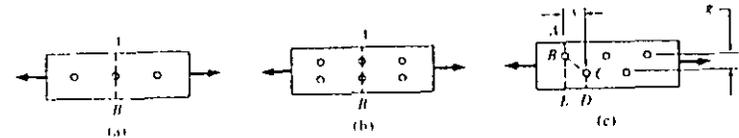


Figura 3-4

combinación de esfuerzos cortantes y normales y por ello debe considerarse un área menor. La resistencia del miembro a lo largo de la sección $ABCD$ obviamente está comprendida entre la que se obtuvo al utilizar un área calculada, restando un agujero del área de la sección transversal, y la obtenida restando dos agujeros de la sección $ABCD$.

Las pruebas en juntas demuestran que no se consigue mucho al utilizar fórmulas teóricas complicadas para considerar la situación de agujeros escalonados, por lo que normalmente el problema se resuelve aplicando una ecuación empírica. Las especificaciones LRFD (B2) y otras usan un método muy simple para calcular el ancho neto de un miembro a tensión a lo largo de una sección en zigzag.¹ El método consiste en considerar el ancho total del miembro sin tomar en cuenta la línea a lo largo de la cual pueda ocurrir la falla, restar el diámetro de los agujeros a lo largo de la sección en zigzag considerada y añadir por cada diagonal una cantidad dada por la expresión $s^2/4g$.

En esta expresión s es el espaciamiento longitudinal (o paso) entre dos agujeros cualesquiera y g es el espaciamiento transversal (o gramil) de los mismos agujeros. Los valores de s y g se muestran en la fig. 3-4(c). Pueden existir varias trayectorias cada una de las cuales puede ser crítica en una junta particular. Debe considerarse cada una de las trayectorias posibles y usarse la que dé el menor valor. El ancho neto menor se multiplica por el espesor de la placa para obtener el área neta, A_n . El ejemplo 3-2 ilustra el método para calcular el área neta crítica de una sección que tiene tres hileras de conectores. (En ángulos, el gramil entre agujeros, en lados opuestos, se considera igual a la suma de los gramiles medidos desde la espalda del ángulo menos el espesor de éste.)

Los agujeros para tornillos y remaches en ángulos se punzonan normalmente en ciertos lugares estandarizados. Estos lugares o gramiles dependen del ancho de los lados del ángulo y del número de líneas de agujeros. La tabla *Usual Gages for Angles* (Gramiles de ángulos) en la quinta parte del manual LRFD proporciona esas dimensiones. No es aconsejable que el proyectista requiera diferentes gramiles a los indicados en la tabla, a menos que se trate de una situación especial, debido al incremento que resulta en los costos de fabricación.

EJEMPLO 3-2

Determine el área neta crítica de la placa de $\frac{1}{2}$ -plg de espesor mostrada en la fig. 3-5, utilizando las especificaciones LRFD (sección B2). Los agujeros se punzonaron para tornillos de $\frac{3}{4}$ -plg.

Solución:

La sección crítica podría ser la $ABCD$, la $ABCEF$ o la $ABEF$. Los diámetros de agujero que deben restarse son $\frac{3}{4} + \frac{1}{8} = \frac{7}{8}$ plg.

Los anchos netos para cada caso son como sigue:

¹ V H. Cochrane, *Rules for Riveted Hole Deductions in Tension Members* (Reglas para la deducción de agujeros en miembros estructurales a tensión), *Engineering News-Record* (Nueva York, noviembre 16, 1922), págs. 847-848

3-4 Efecto de agujeros alternados

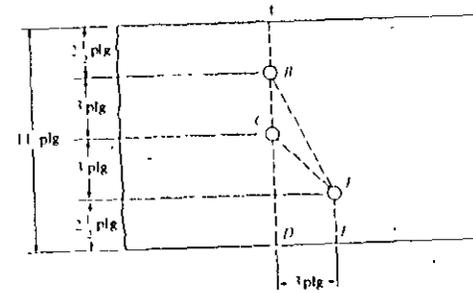


Figura 3-5

$$ABCD = 11 - (2) \left(\frac{7}{8} \right) = 9.25 \text{ plg}$$

$$ABCEF = 11 - (3) \left(\frac{7}{8} \right) + \frac{(3)^2}{(4)(3)} = 9.125 \text{ plg (predomina)}$$

$$ABEF = 11 - (2) \left(\frac{7}{8} \right) + \frac{(3)^2}{(4)(6)} = 9.625 \text{ plg}$$

(El lector notará que es una pérdida de tiempo revisar la trayectoria $ABEF$ para esta placa. Se requiere restar dos agujeros para las trayectorias $ABCD$ y $ABEF$. Como la $ABCD$ es más corta obviamente predomina sobre la $ABEF$.)

$$A_n = (9.125) \left(\frac{1}{2} \right) = 4.56 \text{ plg}^2$$

Resp.

El problema de determinar el paso mínimo de conectores escalonados para restar sólo un cierto número de agujeros al calcular la sección neta, se trata en el ejemplo 3-3. El manual LRFD (Parte 5) tiene una gráfica titulada *Net Section of Tension Members* (Secciones netas de miembros a tensión) que puede usarse para resolver el tipo de problema resuelto en el ejemplo 3-3.

EJEMPLO 3-3

Para las dos hileras de agujeros para tornillos mostradas en la fig. 3-6, calcule el paso necesario para tener un área neta a lo largo de $DEFG$ igual a la correspondiente a la trayectoria ABC . El problema también puede plantearse como sigue: determinar el paso para obtener un área neta igual al área total menos un agujero para tornillo. Los agujeros se punzonarán para tornillos de $\frac{3}{4}$ -plg.

Solución:

$$ABC = 6 - (1) \left(\frac{7}{8} \right) = 5.125 \text{ plg}$$

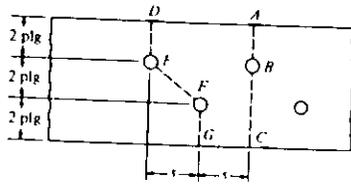


Figura 3-6

$$DEFG = 6 - (2) \left(\frac{7}{8} \right) + \frac{s^2}{(4)(2)} = 4.25 + \frac{s^2}{8}$$

$$ABC = DEFG$$

$$5.125 = 4.25 + \frac{s^2}{8}$$

$$s = 2.65 \text{ plg}$$

Resp

La regla relativa al factor $s^2/4g$ es sólo una aproximación o simplificación de la compleja variación de esfuerzos que ocurre en miembros con arreglo escalonado de tornillos o remaches. Las especificaciones de acero sólo pueden proporcionar recomendaciones mínimas y los proyectistas deben aplicar en forma razonable dicha información para situaciones complicadas que las especificaciones no pueden cubrir en aras de la brevedad y simplicidad. Los siguientes párrafos presentan un análisis y ejemplos numéricos de la regla relativa al factor $s^2/4g$ aplicada a casos no considerados explícitamente en las especificaciones LRFD.

Las especificaciones LRFD no incluyen un método para determinar los anchos netos de secciones que no sean placas o ángulos. Para canales, secciones W, secciones S y otras, los espesores del alma y del patín no son los mismos; en consecuencia, es necesario trabajar con áreas netas en vez de anchos netos. Si los agujeros se sitúan en líneas rectas a través de esos miembros, el área puede obtenerse simplemente restando las áreas de los agujeros del área total del miembro. Si los agujeros están escalonados, es necesario multiplicar los valores $s^2/4g$ por el espesor aplicable para obtener un área. Este procedimiento se aplica en el ejemplo 3-4 a una sección W que contiene agujeros sólo en su alma.

EJEMPLO 3-4

Determine el área neta de la W12x16 ($A_g = 4.71 \text{ plg}^2$) mostrada en la fig. 3-7, considerando agujeros para tornillos de 1 plg.

Solución:

Áreas netas:

3-4 Efecto de agujeros alternados

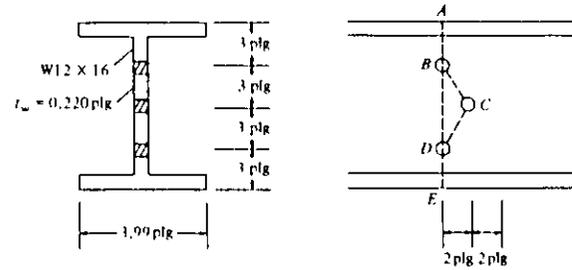


Figura 3-7

$$ABDE = 4.71 - (2) \left(1 \frac{1}{8} \right) (0.220) = 4.21 \text{ plg}^2$$

$$ABCDE = 4.71 - (3) \left(1 \frac{1}{8} \right) (0.220) + (2) \frac{(2)^2}{(4)(3)} (0.220) = 4.11 \text{ plg}^2$$

Si la línea en zigzag va de un agujero en el alma a un agujero en el patín, el espesor cambia en la unión del patín con el alma. En el ejemplo 3-5 se calcula el área neta de una canal con agujeros escalonados en sus patines y alma. La canal se supone aplanada, formando una sola placa como se muestra en las figs. 3-8(b) y 3-8(c). El área neta a lo largo de la trayectoria ABCDEFG se calcula restando al área de la canal, el área de los agujeros a lo largo de la trayectoria en los patines y alma, más los valores $s^2/4g$ para cada segmento diagonal y multiplicando el resultado por el espesor correspondiente. Para el segmento CD, $s^2/4g$ se ha multiplicado por el espesor del alma. Para los segmentos BC y DE (que van de agujeros en el alma a agujeros en el patín), los valores $s^2/4g$ se han multiplicado por el promedio de los espesores del patín y del alma.

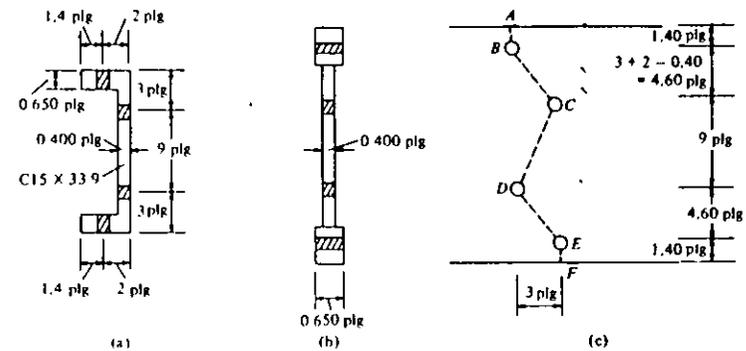


Figura 3-8

EJEMPLO 3-5

Determine el área neta a lo largo de la trayectoria $ABCDEF$ para la $C15 \times 33.9$ ($A_g = 9.96 \text{ plg}^2$) mostrada en la fig. 3-8. Los agujeros son para tornillos de $\frac{1}{4} \text{ plg}$.

Solución:

$$\text{Área neta aproximada a lo largo de } ABCDEF = 9.96 - (2) \left(\frac{7}{8} \right) (0.650)$$

$$+ (2) \left(\frac{7}{8} \right) (0.400)$$

$$+ \frac{(3)^2}{(4)(9)} (0.400)$$

$$+ (2) \frac{(3)^2}{(4)(4.60)} \left(\frac{0.650 + 0.400}{2} \right)$$

$$= 8.736 \text{ plg}^2$$

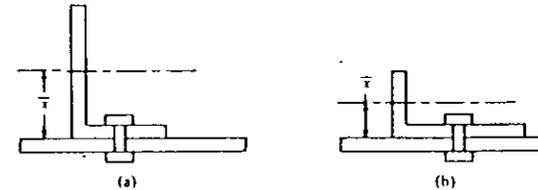
3-5 Áreas netas efectivas

Figura 3-9

entre el plano de la conexión y el centroide del área de la sección total.^{2,3} Entre menor sea el valor de \bar{x} , mayor será el área efectiva del miembro.

Los valores de U dados en la especificación LRFD-B3 se calcularon a partir de la expresión empírica $1 - \bar{x}/L$, en donde L es la longitud de la conexión. La especificación, de hecho reduce la longitud L de una conexión con retraso del cortante a una longitud efectiva más corta, L' . El valor de U es entonces igual a L'/L o $1 - \bar{x}/L$. En la fig. 3-10 se muestran varios valores de \bar{x} . Los valores U dados en la especificación son los límites inferiores de los resultados obtenidos cuando se calcula la expresión $1 - \bar{x}/L$ para diferentes situaciones del retraso del cortante.

Si se desea calcular U para una sección W , conectada sólo en sus patines, supondremos primero que la sección está formada por dos perfiles T estructurales. Entonces el valor de \bar{x} usado en la expresión $1 - \bar{x}/L$ será la distancia del borde exterior del patín al centroide de la T estructural como se muestra en la fig. 3-10(d).

A continuación se dan algunos requisitos de las especificaciones LRFD para miembros a tensión cuyas partes no están todas conectadas.

Caso general Si la fuerza se transmite directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal de un miembro por medio de conectores, el área neta efectiva, A_e , es igual a su área neta, A_n .

Miembros atornillados o remachados Si la carga se transmite por medio de tornillos o remaches a través de algunos, pero no de todos los elementos del miembro, el valor de A_e debe determinarse con la siguiente expresión:

$$A_e = UA_n$$

Se deben usar los siguientes valores de U a menos que valores mayores puedan justificarse con base en pruebas o teorías aceptadas. Los valores mostrados indican que cuando el número de conectores en una hilera se incrementa, el rezago del cortante disminuye.

² E. H. Gaylord, Jr. y C. N. Gaylord, *Design of Steel Structures* (Diseño de estructuras de acero), 2a edición (New York: McGraw-Hill Book Company, 1972), págs. 119-123.

³ W. H. Munse y E. Chesson, Jr., *Riveted and Bolted Joints - Net Section Design* (Juntas remachadas y atornilladas - diseño de la sección neta), *Journal of the Structural Division* de la ASCE, 89, ST1 (febrero 1963).

3-5 ÁREAS NETAS EFECTIVAS

Si un miembro que no sea una barra o una placa plana se somete a tensión axial hasta que ocurre la falla en su sección neta, el esfuerzo real de falla a tensión probablemente será menor que el obtenido en una probeta, a menos que las diversas partes que conforman la sección estén conectadas de manera que el esfuerzo se transmita uniformemente a través de la sección. La causa de la reducción de la resistencia del miembro es la concentración de esfuerzos cortantes (efecto denominado *retraso del cortante*) en la vecindad de la conexión. En una situación así el flujo del esfuerzo de tensión entre la sección transversal del miembro principal y la del miembro más pequeño conectado a él, no es 100% efectiva. Consecuentemente, las especificaciones LRFD (B3) estipulan que el área neta efectiva, A_e , de dicho miembro se determine multiplicando su área neta (si está atornillado o remachado) o su área total (si está soldado) por un factor de reducción U ; este factor toma en cuenta de manera sencilla la distribución no uniforme del esfuerzo. A continuación se explica la manera de determinar los factores U .

El ángulo mostrado en la fig. 3-9(a) está conectado en sus extremos sólo en uno de sus lados; se puede ver que su área efectiva para resistir tensión puede incrementarse considerablemente reduciendo el ancho del lado no conectado y aumentando la del lado conectado, como se muestra en la fig. 3-9(b).

Algunos investigadores han encontrado que una medida de la efectividad de un miembro, como un ángulo conectado por sólo uno de sus lados, es la distancia \bar{x}

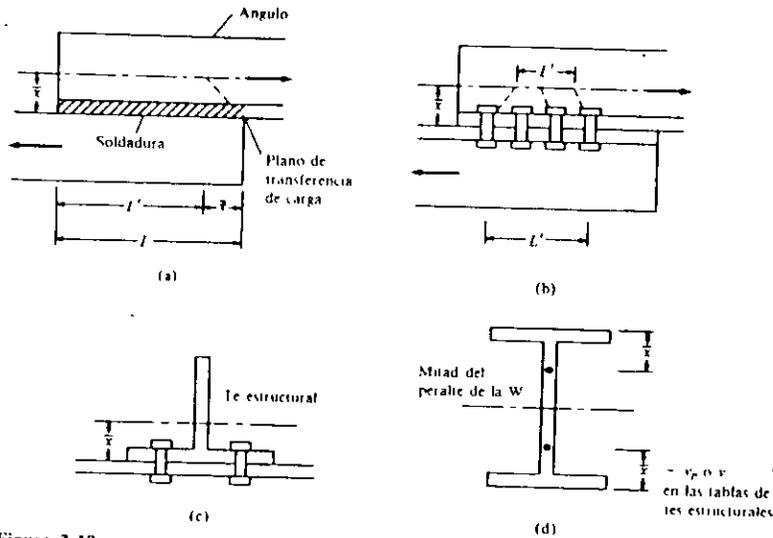


Figura 3-10

- Los perfiles W, M o S con anchos de patin no menores que dos tercios de sus peraltes y tes estructurales cortadas de esos perfiles, siempre que la conexión sea por patines. Las conexiones atornilladas o remachadas deben tener no menos de tres conectores por hilera en la dirección de la fuerza $U = 0.90$
- Los perfiles W, M o S que no cumplan las condiciones del párrafo a, tes estructurales cortadas de esos y otros perfiles, incluyendo secciones armadas. Las conexiones atornilladas o remachadas deberán tener no menos de tres conectores por hilera en la dirección de la fuerza $U = 0.85$
- Todos los miembros con conexiones atornilladas o remachadas con sólo dos conectores por hilera en la dirección de la fuerza $U = 0.75$

Miembros soldados

- Si la carga se transmite por medio de soldaduras a través de algunos, pero no de todos los elementos de un miembro a tensión, el área neta efectiva debe determinarse multiplicando el coeficiente de reducción U por el área total del miembro.

$$A_e = UA_g$$

Los valores de U que se usarán son los mismos que para los miembros atornillados o remachados, excepto que la especificación relativa a miembros con sólo dos conectores aquí no tiene significado.

- Si una carga de tensión se transmite por medio de soldaduras transversales a algunos, pero no a todos los elementos con perfiles W, M o S, o bien a

3-5 Areas netas efectivas

tes estructurales cortadas de esos perfiles, el área neta efectiva, A_e , será igual al área de las partes directamente conectadas.

- Las pruebas han demostrado que cuando se usan placas planas o barras conectadas por cordones longitudinales de soldadura (término que se describirá en el capítulo 14), como miembros a tensión, éstas pueden fallar prematuramente por rezago del cortante en las esquinas, si los cordones están muy separados entre sí. Por ello las especificaciones LRFD estipulan que cuando se presenten tales situaciones, la longitud de los cordones no debe ser menor que el ancho de las placas o barras y el área neta efectiva será igual a UA_g . En estos casos se usarán los siguientes valores de U :

Cuando $L > 2w$	$U = 1.0$
Cuando $2w > L > 1.5w$	$U = 0.87$
Cuando $1.5w > L > w$	$U = 0.75$

en donde L = la longitud de la soldadura en pulgadas
 w = el ancho de la placa (distancia entre cordones) también en pulgadas.

El ejemplo 3-6 ilustra los cálculos necesarios para determinar el área neta efectiva de una sección W atornillada sólo en sus patines; se calcula también la resistencia de diseño del miembro.

EJEMPLO 3-6

Determine la resistencia de diseño de una W10 × 45 con dos hileras de tornillos de $\frac{1}{4}$ plg en cada patín usando acero A36 y las especificaciones LRFD. Se supondrá que hay por lo menos tres tornillos en cada hilera y que éstos no están escalonados.

Solución:

Propiedades de la W10 × 45 ($A_g = 13.3 \text{ plg}^2$, $d = 10.10 \text{ plg}$, $b_f = 8.020 \text{ plg}$, $t_f = 0.620 \text{ plg}$.)

(a) $P_u = \phi_t F_u A_g = (0.90)(36)(13.3) = 430.9 \text{ klb}$

(b) $A_n = 13.3 - (4) \left(\frac{7}{8}\right) (0.620) = 11.13 \text{ plg}^2$

$U = 0.90$ ya que $b_f > \frac{2}{3} d$

$A_e = UA_n = (0.90)(11.13) = 10.02 \text{ plg}^2$

$P_u = \phi_t F_u A_e = (0.75)(58)(10.02) = 435.9 \text{ klb}$

Resistencia de diseño $P_u = 430.9 \text{ klb}$

3-6 ELEMENTOS DE CONEXION PARA MIEMBROS A TENSION

Cuando se usan placas de empalme o nudo como elementos de conexión, cargados estáticamente a tensión, su resistencia se calculará con la siguiente fórmula (especificación LRFD - J5.2):

Por fluencia de elementos de conexión soldados, remachados o atornillados:

$$\phi_t R_n = \phi_t A_g F_y \quad \text{con } \phi_t = 0.9$$

Por fractura de elementos de conexión atornillados o remachados:

$$\phi_t R_n = \phi_t A_n F_u \quad \text{con } \phi_t = 0.75 \text{ y } A_n \leq 0.85 A_g$$

El área A_n usada en la segunda de estas expresiones no debe exceder del 85% de A_g . Pruebas realizadas durante varias décadas han demostrado que los elementos de conexión a tensión remachados o atornillados pocas veces tienen una eficiencia mayor del 85%, aun cuando los agujeros representen un porcentaje muy pequeño del área total de los elementos. En el ejemplo 3-7 se calcula la resistencia de un par de placas conectoras a tensión.

EJEMPLO 3-7

El miembro a tensión de acero A36 del ejemplo 3-6 se supone conectado en sus extremos con dos placas de $\frac{3}{8} \times 12$ como se muestra en la fig. 3-11. Si en cada placa se tienen dos hileras de tornillos de $\frac{3}{4}$, determinar la fuerza máxima de tensión que las placas pueden transmitir.

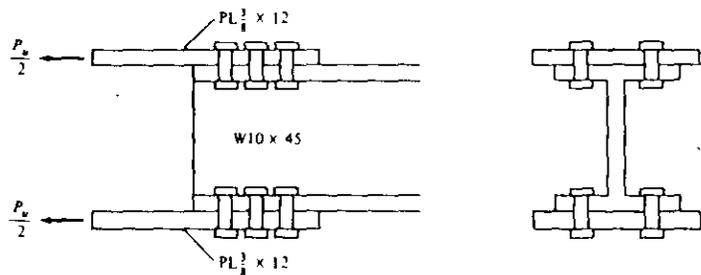


Figura 3-11

Solución:

$$P_u = \phi_t F_y A_g = (0.9)(36)(2 \times \frac{3}{8} \times 12) = 291.6 \text{ klb}$$

$$A_n \text{ de 2 placas} = (\frac{3}{8} \times 12 - \frac{7}{8} \times 2 \times \frac{3}{8}) 2 = 7.69 \text{ plg}^2$$

3-7 Bloque de cortante

$$0.85 A_g = (0.85)(2 \times \frac{3}{8} \times 12) = 7.65 \text{ plg}^2 = A_n$$

$$P_u = \phi_t F_u A_n = (0.75)(58)(7.65) = 332.7 \text{ klb}$$

$$P_u = 291.6 \text{ klb}$$

3-7 BLOQUE DE CORTANTE

La resistencia de diseño de un miembro a tensión no siempre está especificada por $\phi_t F_y A_g$ o por $\phi_t F_u A_n$ o bien por la resistencia de los tornillos o soldadura con que se conecta el miembro; ésta puede determinarse por la resistencia de su bloque de cortante como se describe en esta sección.

La falla de un miembro puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular; en la fig. 3-12 se muestran varias fallas posibles en el bloque de cortante.

Es poco probable que la fractura ocurra en ambos planos simultáneamente. Parece lógico suponer que la carga causará que la resistencia a la fluencia se alcance en un plano, en tanto que en el otro ya se haya excedido ésta y esté a punto de alcan-

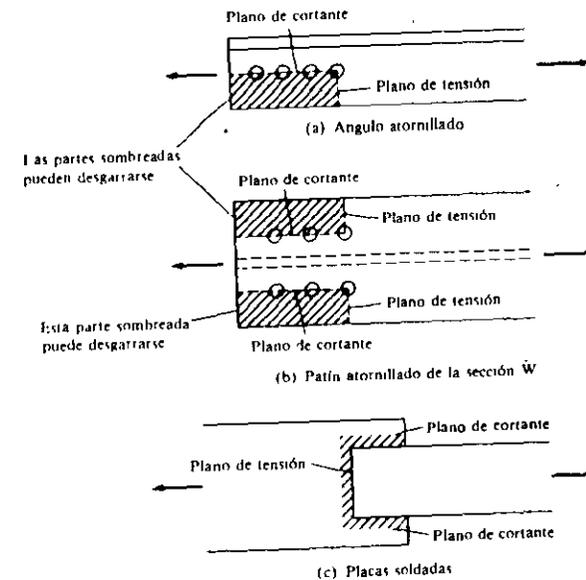


Figura 3-12

zarse la fractura. No parece razonable sumar las resistencias a la fractura en ambos planos para determinar la resistencia del bloque de cortante de un miembro específico.

El miembro mostrado en la fig. 3-13(a) tiene un área grande de cortante y un área pequeña a tensión y su resistencia principal a una falla del bloque de cortante es el cortante y no la tensión. Las especificaciones LRFD consideran que es lógico suponer que cuando ocurre una fractura en esta zona con alta capacidad de corte, la pequeña área a tensión ya ha fluido.

En la fig. 3-13(b) se muestra un miembro que desde el punto de vista del bloque de cortante tiene un área grande a tensión y un área pequeña para el corte. Las especificaciones LRFD consideran que en este caso la fuerza resistente primaria contra la falla en el bloque de cortante será de tensión y no de corte; entonces la falla en el bloque de cortante no puede ocurrir hasta que se fracture el área de tensión; en ese momento es lógico suponer que el área de cortante ya ha fluido.

Basada en el análisis precedente la especificación LRFD-J5.2c establece que la resistencia de diseño por bloque de cortante se determine, (1) calculando la resistencia por fractura a tensión en la sección neta en una dirección y sumando a ese valor la resistencia de fluencia por cortante en el área total del segmento perpendicular y (2) calculando la resistencia a la fractura por cortante en el área total sujeta a tensión y sumando a este valor la resistencia a la fluencia por tensión en el área neta del segmento perpendicular sujeto a cortante. El mayor valor determinado en (1) y (2) es la resistencia por bloque de cortante.

Las pruebas muestran que este procedimiento da buenos resultados; además, es consistente con los cálculos previamente usados para miembros a tensión en los que se emplean áreas totales para el estado límite de fluencia (ϕ, F_u, A_g) y áreas netas para el estado límite de fractura (ϕ, F_u, A_n). El comentario LRFD-J4 establece que la resistencia por bloque de cortante (P_n) de un miembro se debe tomar como el mayor de los valores dados al final de este párrafo.

Fractura por tensión y fluencia por cortante.

$$P_{bt} = \phi (\text{resistencia a la fractura por tensión} + \text{fluencia por cortante})$$

$$= \phi (F_u A_n + 0.6 F_u A_g)$$

(Fórmula LRFD-C-J4-1)

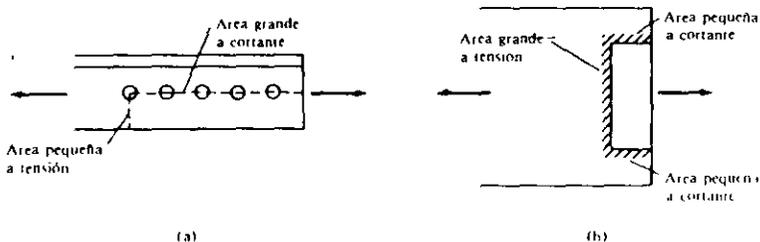


Figura 3-13

3-7 Bloque de cortante

Fractura por cortante y fluencia por tensión:

$$P_n = \phi (\text{resistencia a la fractura por cortante} + \text{fluencia por tensión})$$

$$= \phi (F_u A_{vg} + 0.6 F_u A_{nt})$$

(Fórmula LRFD-C-J4-2)

En estas expresiones:

$$\phi = 0.75$$

A_{vg} = área total sujeta a cortante

A_{gt} = área total sujeta a tensión

A_{nt} = área neta sujeta a cortante

A_{nv} = área neta sujeta a tensión

Los ejemplos 3-8 y 3-9 ilustran la determinación de la resistencia por bloque de cortante de dos miembros. El tema del bloque de cortante se trata más ampliamente en los capítulos sobre conexiones de este texto.

EJEMPLO 3-8

El miembro a tensión de acero A36 mostrado en la fig. 3-14 está conectado con tres tornillos de $\frac{1}{4}$ -plg. Determine la resistencia del bloque de cortante del miembro y su resistencia a la tensión.

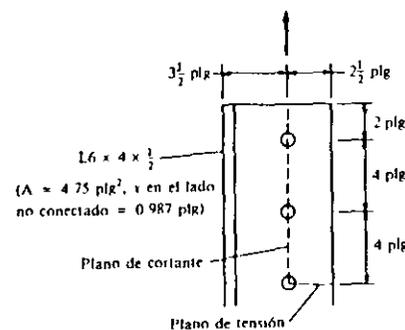


Figura 3-14

Solución:

Fractura por tensión + fluencia por cortante

$$\begin{aligned} P_n &= \phi (F_u A_{nt} + 0.6 F_u A_{vg}) \\ &= 0.75 [(58)(\frac{1}{2})(2.50 - \frac{1}{2} \times \frac{3}{8}) + (0.6)(36)(10)(\frac{1}{2})] \\ &= 125.9 \text{ klb} \end{aligned}$$

Fractura por cortante y fluencia por tensión

$$P_n = \phi(F_u A_{tr} + 0.6 F_u A_{nt}) \text{ obsérvese que hay } 2\frac{1}{2} \text{ agujeros en el área neta del plano de cortante en la fig. 3-12}$$

$$= 0.75[(36)(2.5)(\frac{1}{2}) + (0.6)(58)(10.0 - 2.5 \times \frac{7}{8})(\frac{1}{2})]$$

$$= 135.7 \text{ klb} \leftarrow$$

Resistencia a la tensión del ángulo

(a) $P_u = \phi F_u A_t = (0.9)(36)(4.75) = 153.9 \text{ klb} \leftarrow$

(b) $A_n = 4.75 - (1)(\frac{7}{8})(\frac{1}{2}) = 4.31 \text{ plg}^2$

$$U = 1 - \frac{0.987}{8} = 0.88 \quad (0.85 \text{ dado en el manual LRFD})$$

$$P_u = \phi F_u A_u = (0.75)(58)(0.88 \times 4.31) = 165 \text{ klb}$$

P_u del miembro = valores mayores de P_n (135.7 klb) o menor de los valores de resistencia por tensión (153.9 klb).

$$P_u = 135.7 \text{ klb}$$

EJEMPLO 3.9

Determine la resistencia de diseño por bloque de cortante del miembro soldado de acero A36 mostrado en la fig. 3-15.

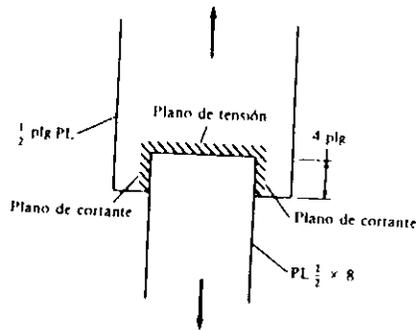


Figura 3-15

Solución:

Fractura por tensión y fluencia por cortante

$$P_n = \phi(F_u A_{tr} + 0.6 F_u A_{nt})$$

$$= 0.75[(58)(\frac{1}{2} \times 8) + (0.6)(36)(\frac{1}{2} \times 8)] = 238.8 \text{ klb}$$

Problemas

Fractura por cortante y fluencia por tensión

$$P_n = \phi(F_u A_{tr} + 0.6 F_u A_{nt})$$

$$= 0.75[(36)(\frac{1}{2} \times 8) + (0.6)(58)(\frac{1}{2} \times 8)] = 212.4 \text{ klb}$$

Resistencia a la tensión de la placa

$$P_u = \phi F_u A_t = (0.9)(36)(\frac{1}{2} \times 8) = 129.6 \text{ klb} \leftarrow$$

Resistencia de diseño de la placa = 129.6 klb

En ocasiones se presentan casos en los que no resulta muy claro qué secciones deben considerarse para el cálculo del bloque de cortante. En tales situaciones el proyectista debe usar su buen juicio. Un caso así se muestra en la fig. 3-16. En la parte (a) de la figura se supone primero que el desgarramiento del alma ocurrirá a lo largo de la línea quebrada *abcdef*. Una línea alternativa de desgarramiento es la *abdef* que se muestra en la parte (b) de la figura. Para esta conexión se supone que la carga se distribuye uniformemente en los cinco tornillos. Entonces, para el desgarramiento del caso (b), se supondrá que sólo $\frac{4}{5} P_u$ está sujeta por la sección considerada porque uno de los tornillos se encuentra fuera del área de desgarramiento. Para calcular el ancho de los planos de tensión *abc* y *abd* para estos dos casos, parece razonable usar la expresión $s^2/4g$ presentada en la sección 3-4

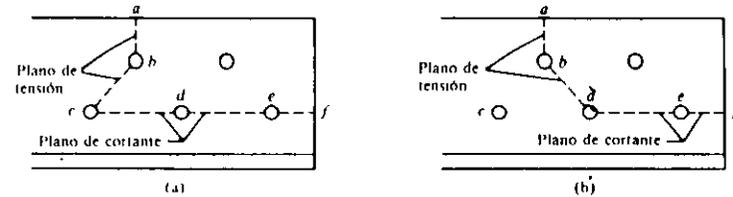


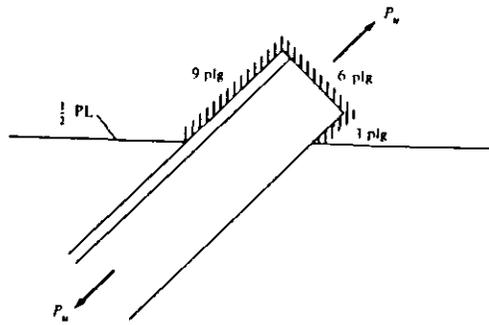
Figura 3-16

PROBLEMAS (Use agujeros de tamaño estándar en todos los problemas.)

3-1 al 3-4. Calcule el área neta en cada uno de los miembros indicados.

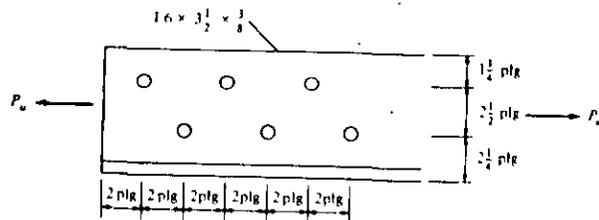
- 3-1. Ángulo de $6 \times 4 \times \frac{1}{4}$ con una línea de tornillos de $\frac{1}{2}$ plg en cada lado. (Resp. 5.63 plg²)
- 3-2. Par de ángulos de $8 \times 6 \times \frac{1}{4}$ con dos líneas de tornillos de $\frac{1}{2}$ plg en los lados largos y una línea en los cortos
- 3-3. Perfil W27 \times 84 con dos agujeros en cada patín y dos en el alma para tornillos de 1 plg (Resp. 20.88 plg²)
- 3-4. Placa de $\frac{1}{2} \times 12$ mostrada en la figura. Los agujeros son para tornillos de $\frac{1}{2}$ plg

Diseño de miembros a tensión



Problema 3-21

- 3-22. Calcule la resistencia de diseño de la conexión atornillada que se muestra. Incluya la resistencia del bloque de cortante así como la resistencia a tensión del ángulo. El acero del ángulo es A36 y los tornillos son de $\frac{1}{2}$ plg.



Problema 3-22

4-1 SELECCION DE PERFILES

La determinación de las resistencias de diseño de varios miembros a tensión se presentó en el capítulo 3. En este capítulo se describe la selección de miembros que deben soportar cargas de tensión. Aunque el proyectista tiene plena libertad en la selección, los miembros escogidos deben tener las siguientes propiedades: (a) deberán ser compactos, (b) tener dimensiones que se ajusten en la estructura con una relación razonable a las dimensiones de los otros miembros y (c) tener conexiones con tantas partes de las secciones como sea posible para minimizar el rezago del cortante.

A veces la elección del tipo de miembro se ve afectada por el tipo de conexiones usadas para la estructura. Algunas secciones de acero no son muy adecuadas para atornillarse a las placas usadas como nudo, en tanto que las mismas secciones pueden conectarse por medio de soldadura con poca dificultad. Los miembros a tensión formados por ángulos, canales o secciones W o S probablemente se usarán cuando las conexiones sean atornilladas, en tanto que placas, canales y tes estructurales se usarán en estructuras soldadas.

En los ejemplos que siguen se seleccionan varios tipos de secciones para miembros a tensión y en los casos en que se usan tornillos como conectores, se toman en cuenta los agujeros. Si las conexiones son totalmente soldadas no tendrá que añadirse área de agujeros a las superficies netas para tener el área total requerida. *El estudiante debe saber que con frecuencia los miembros soldados pueden tener agujeros para tornillos de montaje, necesarios mientras se colocan las soldaduras de campo permanentes. Es necesario considerar esos agujeros en el diseño.* También debe recordarse que en la fórmula LRFD-D1-2 ($P_u = \phi_t F_u A_n$) el valor de A_n puede ser menor que el de A_g , dependiendo del arreglo de las soldaduras y de si todas las partes de los miembros están conectadas.

La relación de esbeltez de un miembro es el cociente de su longitud no soportada y su radio de giro mínimo. Las especificaciones de acero presentan generalmente valores máximos de esta relación para miembros a tensión y a compresión. El propó-

sito de dicha limitación para los miembros a tensión es garantizar que posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas. Aunque los miembros a tensión no están expuestos al pandeo bajo cargas normales, pueden ocurrir inversiones de esfuerzo en éstos durante el transporte y el montaje y también debido a cargas de viento y de otra naturaleza. Las especificaciones recomiendan que las relaciones de esbeltez se mantengan por abajo de ciertos valores máximos para que se tenga algo de resistencia a la compresión en los miembros. Para miembros a tensión, exceptuando las varillas, las especificaciones LRFD (sexta parte, sección B7) recomiendan una relación de esbeltez máxima de 300. Estos miembros pueden estar sujetos a fuerzas de compresión causadas por viento o sismo. Las especificaciones establecen que esas fuerzas de compresión no deben exceder del 50% de las resistencias de diseño por compresión de los miembros. (Se verá más adelante que para relaciones de esbeltez mayores de 200, los esfuerzos de diseño por compresión son muy pequeños, de hecho menores de 5.33 klb/plg² para el acero A36.)

La relación de esbeltez máxima "recomendada" de 300 no es aplicable a varillas. El valor máximo L/r en este caso queda a juicio del proyectista; si se especificase un valor máximo de 300, este valor rara vez se usaría debido a los radios de giro extremadamente pequeños asociados con él.

El ejemplo 4-1 ilustra el diseño de un miembro a tensión atornillado con sección W y el ejemplo 4-2 ilustra la selección de un miembro a tensión formado por un solo ángulo. En ambos casos se usan las especificaciones LRFD. La resistencia de diseño P_u es el menor de los valores dados por (a) $\phi_t F_t A_g$ o bien (b) $\phi_t F_u A_n$.

(a) Para satisfacer la primera de estas expresiones, el área total mínima debe ser por lo menos igual a

$$\min A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_t} \quad (1)$$

(b) Para satisfacer la segunda expresión, el valor mínimo de A_n debe ser por lo menos igual a

$$\min A_n = \frac{P_u}{\phi_t F_u}$$

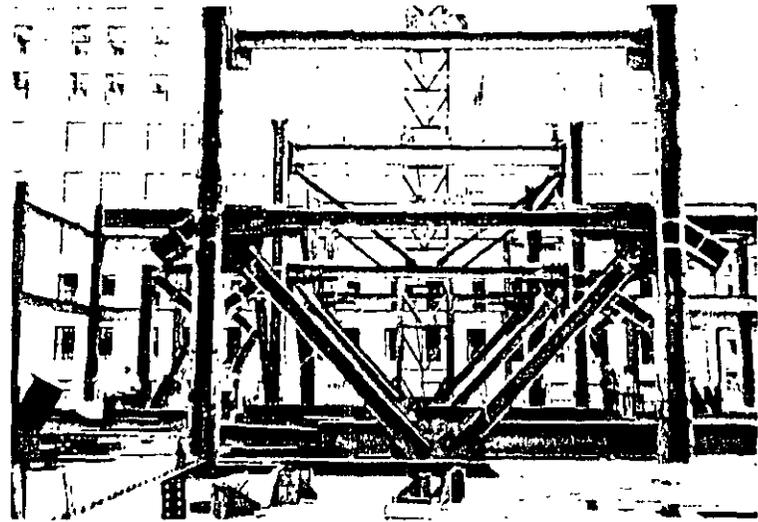
Como $A_n = UA_g$, el valor mínimo de A_n es

$$\min A_n = \frac{\min A_g}{U} = \frac{P_u}{\phi_t F_u U}$$

Entonces la mínima A_n debe ser por lo menos igual al valor mínimo de A_n más el área estimada de los agujeros.

$$\min A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_u U} + \text{área estimada de agujeros} \quad (2)$$

4-1 Selección de perfiles



Armadura de transferencia en la calle Federal número 150, Boston, Mass. (Cortesía de la Owen Steel Company, Inc.)

El proyectista puede sustituir valores en las ecuaciones (1) y (2), tomando el mayor valor de A_n así obtenido como una estimación inicial. Sin embargo, conviene notar que la relación L/r de esbeltez máxima preferible es de 300. Con este valor es fácil calcular el menor valor permisible de r para un diseño particular, o sea, el valor de r para el cual la relación de esbeltez L/r será exactamente igual a 300. No conviene considerar una sección cuyo radio de giro mínimo r sea menor que este valor porque entonces L/r excederá el valor máximo preferible de 300.

$$\min r = \frac{L}{300} \quad (3)$$

En los dos ejemplos que siguen el autor ha considerado las dos expresiones para cargas de gravedad:

$$P_u = 1.4 D$$

$$P_u = 1.2 D + 1.6 L$$

Como la primera de estas expresiones no regirá a menos que la carga muerta D sea más de 8 veces mayor que la viva L , se omitirá su consideración en los problemas de este texto (a menos que $D > 8L$).

En el ejemplo 4-1 se selecciona una sección W para un conjunto dado de cargas de tensión. Para esta primera aplicación de las fórmulas de diseño por tensión el autor

ha limitado el problema a la selección de una sección W de peralte nominal específico para que el lector pueda concentrarse en la aplicación de las fórmulas. Puede usarse exactamente el mismo procedimiento para otro tamaño nominal del peralte que el usado aquí para una W12.

En el ejemplo 4-2 se presenta un ejemplo más amplio en el sentido de que se selecciona el ángulo satisfactorio más ligero contenido en el manual LRFD.



Puente sobre el río Allegheny en Kittanning, Pa. (Cortesía de la American Bridge Company)

4-1 Selección de perfiles

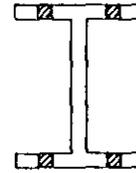


Figura 4-1

EJEMPLO 4-1

Seleccione una sección W12 de acero A36 de 30 pies de longitud para soportar una carga muerta de servicio de tensión $P_D = 140$ klb y una carga viva de servicio de tensión $P_L = 80$ klb. Como se muestra en la fig. 4-1, el miembro tendrá dos hileras de tornillos de $\frac{7}{8}$ en cada patín (por lo menos tres por hilera).

Solución:

Condiciones ordinarias de carga:

$$P_u = 1.4 P_D = (1.4)(140) = 196 \text{ klb}$$

$$P_u = 1.2 P_D + 1.6 P_L = (1.2)(140) + (1.6)(80) = 296 \text{ klb} \leftarrow$$

Cálculo de la A_t mínima requerida:

$$(1) \text{ mín } A_t = \frac{P_u}{\phi_t F_t} = \frac{296}{(0.90)(36)} = 9.14 \text{ plg}^2$$

$$(2) \text{ mín } A_t = \frac{P_u}{\phi_t F_t U} + \text{área estimada de agujeros}$$

Suponga $U = 0.90$ y espesores de patines de 0.520 plg; (en el manual LRFD buscamos secciones W12 que tengan un área cercana a 9.14 plg²).

$$\text{mín } A_t = \frac{296}{(0.75)(58)(0.90)} + (4)(1.00)(0.520) = 9.64 \text{ plg}^2 \leftarrow$$

$$(3) \text{ Radio de giro } r \text{ preferible} = \frac{L}{300} = \frac{(12)(30)}{300} = 1.2 \text{ plg}$$

Pruebe con una W12 x 35 ($A_t = 10.3 \text{ plg}^2$, $d = 12.50 \text{ plg}$, $b_f = 6.56 \text{ plg}$, $t_f = 0.520 \text{ plg}$, $r_x = 1.54 \text{ plg}$)

Comprobación:

$$(1) P_u = \phi_t F_t A_t = (0.90)(36)(10.3) = 333.7 \text{ klb} > 296 \text{ klb}$$

OK

$$(2) P_u = \phi_t F_u A_n \text{ con } U = 0.85 \text{ ya que } \frac{b_f}{d} < \frac{2}{3},$$

$$\text{y } A_n = 10.3 - (4)(1.00)(0.520) = 8.22 \text{ plg}^2$$

$$P_u = (0.75)(58)(0.85)(8.22) = 303.9 \text{ klb} > 296 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

$$(3) \frac{L}{r} = \frac{(12)(30)}{1.54} = 234 < 300 \quad \text{OK}$$

Use W12 x 35

EJEMPLO 4-2

Diseñe un miembro a tensión formado por un solo ángulo de 9 pies para soportar una carga muerta de trabajo de 30 klb y una carga viva de trabajo de 40 klb. El miembro estará conectado sólo por un lado con tornillos de $\frac{7}{8}$ (por lo menos tres en cada hilera). Suponga que sólo se tendrá un tornillo en una sección transversal cualquiera. Acero A36.

Análisis

Existen muchos ángulos diferentes en el manual LRFD satisfactorios para las condiciones de carga descrita. Por ello puede parecer algo difícil encontrar la sección más ligera posible. Sin embargo, se puede elaborar una tabla en la que se consideren metódicamente las diversas secciones posibles para diferentes espesores de ángulos. En esta tabla se han considerado varios espesores de ángulos que den suficiente área; luego se encontró el ángulo más ligero de cada espesor. Finalmente por inspección de la tabla se obtuvo el ángulo más ligero o aquél con la menor sección transversal. Un proceso similar podría usarse para diseñar miembros a tensión con otras secciones de acero.

Solución:

Este problema se puede resolver convenientemente con el uso de una tabla y tal procedimiento se sigue aquí. Los valores límite se calculan como sigue.

Condiciones ordinarias de carga:

$$P_u = (1.4)(30) = 42 \text{ klb}$$

$$P_u = (1.2)(30) + (1.6)(40) = 100 \text{ klb} \leftarrow$$

$$(1) \text{ mín } A_n \text{ requerida} = \frac{P_u}{\phi_t F_u} = \frac{100}{(0.90)(36)} = 3.09 \text{ plg}^2$$

4-1 Selección de perfiles

$$(2) \text{ De la sexta parte, sección B3 del manual, } U = 0.85$$

$$\text{mín } A_n \text{ requerida} = \frac{P_u}{\phi_t F_u U} = \frac{100}{(0.75)(58)(0.85)} = 2.70 \text{ plg}^2$$

$$(3) \text{ mín } r = \frac{L}{300} = \frac{(12)(9)}{300} = 0.36 \text{ plg}$$

Angulo t (plg)	Área (plg ²) de un agujero de 1 plg	Área total requerida = mayor de $P_u/\phi_t F_u$ or $P_u/\phi_t F_u U$ + área est. de agujero (plg ²)	Ángulos más ligeros disponibles, sus áreas (plg ²) y radios mín. de giro (plg)
$\frac{5}{16}$	0.312	3.09	$6 \times 6 \times \frac{5}{16}$ ($A = 3.65, r = 1.20$)
$\frac{3}{8}$	0.375	3.09	$6 \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ ($A = 3.42, r = 0.767$)
$\frac{7}{16}$	0.438	3.14	$5 \times 3 \times \frac{7}{16}$ ($A = 3.31, r = 0.651$) $4 \times 4 \times \frac{7}{16}$ ($A = 3.31, r = 0.785$)
$\frac{1}{2}$	0.500	3.20	$4 \times 3 \times \frac{1}{2}$ ($A = 3.25, r = 0.639$) ← $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ ($A = 3.25, r = 0.683$) ←
$\frac{5}{8}$	0.625	3.33	$4 \times 3 \times \frac{5}{8}$ ($A = 3.98, r = 0.637$)

Use $L4 \times 3 \times \frac{1}{2}$ o bien $L3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$

El ejemplo 4-3 ilustra la revisión de un miembro a tensión formado por dos canales separadas. En el ejemplo se incluye el diseño de las placas de unión que mantienen juntas a las canales como se muestra en la fig. 4-2(b). La sexta parte, sección D2 de las especificaciones LRFD establece que deberán usarse placas de unión (o cubreplacas perforadas) en los lados abiertos de miembros a tensión armados. En esta especificación se dan reglas empíricas para el diseño de esas placas; las reglas se fundamentan en muchas décadas de experiencias con miembros a tensión armados.

En la fig. 4-2 se indica la posición de los tornillos, o sea, el gramil usual para esas canales ($g = 1\frac{1}{4}$). El manual LRFD proporciona solamente los gramiles de ángulos. Para otros perfiles laminados de acero es necesario recurrir al catálogo del fabricante o a los manuales anteriores del AISC. Los gramiles necesarios para resolver los problemas en este texto los proporciona el autor.

En la fig. 4-2 la distancia entre las hileras de los tornillos que conectan las placas de unión a las canales es de 8.50 plg. Las especificaciones LRFD (D2) estipulan que la longitud de las placas de unión (las longitudes en este texto siempre se miden paralelamente a la dirección larga de los miembros) no debe ser menor que $\frac{2}{3}$ de la distan-

cia entre las hileras de conectores; además, el espesor de éstas no debe ser menor que $\frac{1}{30}$ de esta distancia.

El ancho mínimo permisible para las placas de unión (no mencionado en las especificaciones LRFD) es el ancho entre las hileras de conectores, más la distancia al borde, en cada lado, necesaria para impedir que los tornillos agrieten la placa. Para este ejemplo, esta distancia mínima al borde es de $1\frac{1}{2}$ pulg., valor tomado de la sexta parte, tabla J3.7 de las especificaciones LRFD. (En el capítulo 12 se presenta información detallada relativa a las distancias a bordes de tornillos y remaches.) Las dimensiones de las placas están redondeadas para que coincidan con los tamaños de laminación indicados en la sección sobre Barras y Placas (Bars and Plates) de la primera parte del manual LRFD. Resulta más económico seleccionar espesores y anchos estándar que otros que requieran operaciones de corte.

La especificación LRFD-D2 fija la separación máxima entre placas de unión, estipulando que la relación L/r de cada componente individual de un miembro armado, calculada entre tales placas no debe exceder de 300. Si el proyectista sustituye en esta expresión ($L/r = 300$) el menor radio de giro r de una componente individual de un miembro armado, entonces se puede despejar el valor de L . Este será el espaciamiento máximo entre las placas permitido por las especificaciones LRFD.

EJEMPLO 4-3

Se han seleccionado dos C12 × 30, se muestran en la fig. 4-2 para soportar una carga muerta de trabajo de tensión de 120 klb y una carga viva de trabajo de tensión de 240 klb. El miembro de acero A36 tiene 30 pies de longitud y tiene en cada patín una hilera de tornillos de $\frac{3}{8}$ (por lo menos 3 en cada hilera). Determine si el miembro es satisfactorio de acuerdo con las especificaciones LRFD y diseñe las placas de unión necesarias. Suponga que los centros de agujeros están situados a $1\frac{1}{4}$ plg de la espalda de las canales.

Solución:

Propiedades de una C12 × 30: ($A_c = 8.82 \text{ plg}^2$ cada una, $t_f = 0.501 \text{ plg}$, $I_x = 162 \text{ plg}^4$, cada una, $I_y = 5.14 \text{ plg}^4$ cada una, distancia entre el eje y y la espalda de la canal = 0.674 plg, $r_x = 0.763 \text{ plg}$.)

Carga que debe resistirse:

$$P_u = (1.2)(120) + (1.6)(240) = 528 \text{ klb}$$

Resistencia de diseño:

$$P_u = \phi_t F_t A_g = (0.90)(36)(2 \times 8.82) = 571.5 \text{ klb} > 528 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

$$A_n = [8.82 - (2.0)(0.501)] 2 = 15.64 \text{ plg}^2$$

$$P_u = \phi_t F_t A_n U = (0.75)(58)(15.64)(0.85) = 578.3 \text{ klb} > 528 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

4-1 Selección de perfiles

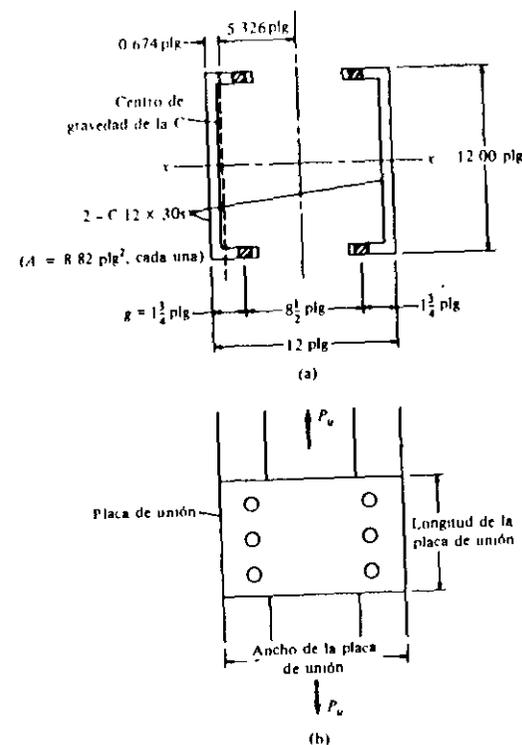


Figura 4-2

Relación de esbeltez:

$$I_x = (2)(162) = 324 \text{ plg}^4$$

$$I_y = (2)(5.14) + (2)(8.82)(5.33)^2 = 511 \text{ plg}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{324}{17.64}} = 4.29 \text{ plg}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{(12 \times 30)}{4.29} = 83.9 < 300$$

Diseño de las placas de unión (especificaciones LRFD, sexta parte, sección D2)

$$\text{Distancia entre hileras de tornillos} = 12.00 - (2)(1\frac{1}{4}) = 8.50 \text{ plg}$$

Longitud mínima de las placas = $(\frac{1}{2})(8.50) = 5.67$ plg (o bien 6 plg)

Espesor mínimo de las placas = $(\frac{1}{16})(8.50) = 0.17$ plg (o bien $\frac{1}{8}$ plg)

Ancho mínimo de las placas = $8.50 + (2)(1\frac{1}{2}) = 11.5$ plg (o bien 12 plg) (manual LRFD, sexta parte, tabla J3.7).

Espaciamiento máximo preferible de las placas
 r mínimo de una C = 0.763 plg.

Separación máxima preferible entre placas: $\frac{L}{r} = 300$

$$\frac{(12)(L)}{0.763} = 300$$

$$L = 19.08 \text{ pies}$$

Usar placas de $\frac{1}{8} \times 6 \times 1$ pie a 15 pies c.a.c. (en el centro)

4-2 VARILLAS Y BARRAS

Cuando se usan varillas y barras como miembros a tensión, pueden soldarse simplemente en sus extremos, o bien, mantenerse en posición por medio de roscas (cuerdas) con tuercas. El esfuerzo de diseño nominal a tensión para varillas roscadas se da en la tabla J3.2 del manual LRFD y es igual a $\phi 0.75 F_u$; este esfuerzo se aplica al área total A_D de la varilla calculada con base en el diámetro exterior de la rosca. El área requerida para una carga particular a tensión puede calcularse con la siguiente expresión:

$$A_D = \frac{P_u}{\phi 0.75 F_u} \quad \text{con } \phi = 0.75$$

En la tabla titulada *Threaded Fasteners; Screw Threads* (Conectores roscados; cuerdas de tornillos) de la quinta parte del manual LRFD se presentan las propiedades de varillas estándar roscadas. El ejemplo 4-4 ilustra la selección de una varilla usando esta tabla. Las especificaciones LRFD (sexta parte, sección J1.5) estipula que la carga factorizada P_u usada para diseñar conexiones no debe ser menor de 10 klb excepto en el caso de celosías, tensores y largueros de pared.

EJEMPLO 4-4

Seleccione una varilla roscada para soportar una carga de trabajo de tensión muerta de 10 klb y una carga de trabajo de tensión viva de 20 klb. Acero A36

4-2 Varillas y barras

Solución:

$$P_u = (1.2)(10) + (1.6)(20) = 44 \text{ klb}$$

$$A_D = \frac{P_u}{\phi 0.75 F_u} = \frac{44}{(0.75)(0.75)(58)} = 1.35 \text{ plg}^2$$

Use varilla de $\frac{1}{8}$ plg con 6 cuerdas por plg ($A_D = 1.485 \text{ plg}^2$)

En ocasiones se usan varillas recalçadas en las que los extremos tienen un mayor diámetro que la varilla regular; las cuerdas se colocan en la sección aumentada, de modo que el área en la raíz de la rosca es mayor que en la barra regular. Al pie de página de la tabla J3.2 se establece que la capacidad nominal a tensión del extremo recalçado es igual a $0.75 F_u$ veces el área (A_D) de la sección transversal en la zona de la rosca con mayor diámetro. Este valor debe ser mayor que el área nominal de la varilla sin recalcar multiplicada por F_u . El recalque permite al proyectista usar el área entera de la sección transversal; sin embargo, el uso de barras recalçadas no resulta económico y debe evitarse a menos que se fabrique una gran cantidad de ellas.

Un ejemplo común del uso de varillas de tensión ocurre en los edificios industriales con estructura de acero que tienen largueros entre sus armaduras de techo para soportar a éste. Ese tipo de edificios tienen también, con frecuencia, largueros de pared entre columnas. Pueden requerirse tensores para proporcionar soporte a los largueros paralelos a la superficie del techo y soporte vertical a los largueros de pared. En techos con pendientes mayores de 1 (verticalmente) a 4 (horizontalmente) se consideran necesarios los tensores para proporcionar soporte lateral a los largueros, sobre todo cuando éstos constan de canales. Los canales se usan frecuentemente como largueros, pero éstos tienen poca resistencia a la flexión lateral. Aunque el momento resistente necesario, paralelo a la superficie del techo es pequeño, se requiere una canal extremadamente grande para proporcionarlo. Utilizar tensores para proporcionar apoyo lateral a largueros hechos de canales resulta económico por la poca capacidad a la flexión de éstos con respecto al eje y . Para techos ligeros (como en los que las armaduras soportan cubiertas de lámina corrugada de acero) es casi seguro que se requieran tensores en los tercios de los largueros si las armaduras se encuentran separadas entre sí a más de 20 pies; serán suficientes tensores en los puntos medios si las armaduras están a menos de 20 pies entre sí. Para techos más pesados, tales como los contruidos de pizarra, láminas de asbesto-cemento, teja de barro, etc., se requerirán tensores a intervalos menores; los colocados en los tercios del claro probablemente serán necesarios si las armaduras quedan espaciadas a distancias mayores de 14 pies y, colocados a la mitad del claro, resultarán adecuados cuando la distancia sea menor de 14 pies. Algunos proyectistas suponen que la componente de la carga paralela a la superficie del techo puede tomarse por la cubierta, sobre todo si ésta consta de láminas corrugadas de acero, resultando entonces innecesarios los tensores; esta consideración es definitivamente errónea cuando el techo es muy inclinado.



Puente New Albany sobre el río Ohio, entre Louisville, Ky. y New Albany, Ind. (Cortesía de la Lincoln Electric Company.)

Nótese que la falta de rectitud no afecta mucho la resistencia de los miembros a tensión porque la carga tiende a enderezarlos. (Esto no sucede con los miembros a compresión.) Por este motivo las especificaciones LRFD son un poco más liberales en su consideración de los miembros a tensión, incluidos aquellos sujetos a pequeñas fuerzas compresivas debidas a cargas transitorias, como las de viento o sismo. Como se expuso antes en la sección 4-1, las especificaciones LRFD establecen que tales miembros pueden estar sujetos a esos tipos de cargas de compresión, siempre que no excedan el 50% de la resistencia de diseño a compresión de los miembros.

Los proyectistas deben usar su propio juicio al limitar los valores de la esbeltez en las varillas, ya que éstos serán varias veces mayores que los valores límite mencionados para otro tipo de miembros a tensión. Una práctica común de muchos proyectistas es usar diámetros no menores de $1/500$ de su longitud, a fin de lograr cierta rigidez aun cuando los cálculos de esfuerzos permitan diámetros mucho menores.

Normalmente es conveniente limitar a $\frac{3}{8}$ plg el diámetro mínimo de los tensores, ya que los de menor diámetro se dañan a menudo durante la construcción. La rosca en perfiles redondos más delgados se daña fácilmente al apretarlos en exceso, lo que parece ser un hábito frecuente de los montadores. En el ejemplo 4-5 se muestra un cálculo de tensores para los largueros de una armadura de techo. Se supone que los tensores soportan las reacciones de la viga simplemente apoyada, debidas a las componentes paralelas a la cubierta que ocasionan las cargas por el efecto de la fuerza de la gravedad (cubierta, largueros, nieve y hielo). Se supone que las fuerzas del viento actúan perpendicularmente a la superficie del techo y teóricamente no afectan los esfuerzos de los tensores. La fuerza máxima en un tensor ocurrirá en el que se encuentra en la parte más alta (cumbre), ya que éste debe soportar la suma de las fuerzas de los tensores inferiores. Teóricamente es posible usar perfiles redondos

más delgados para los tensores inferiores, pero esta reducción en diámetro no es práctica.

EJEMPLO 4-5

Diseñe los tensores para los largueros de la armadura mostrada en la fig. 4-3. Los largueros estarán soportados en los tercios del claro entre las armaduras espaciadas a 21 pies. Use acero A36 y suponga que se permite un diámetro mínimo de $\frac{3}{8}$ plg para los tensores. La cubierta del techo de tejas pesa 16 lb/pie^2 (0.77 kN/m^2) de superficie de techo y soporta una carga de nieve de 20 lb/pie^2 (0.96 kN/m^2) de proyección horizontal de la superficie del techo. En las figs. 4-3 y 4-4 se muestran detalles de los largueros, de los tensores y sus conexiones. En esas figuras las líneas punteadas representan puntales y riostras en los tableros extremos en el plano del techo, usados comúnmente para dar mayor resistencia frente a cargas localizadas en un solo lado del techo (dicha condición de

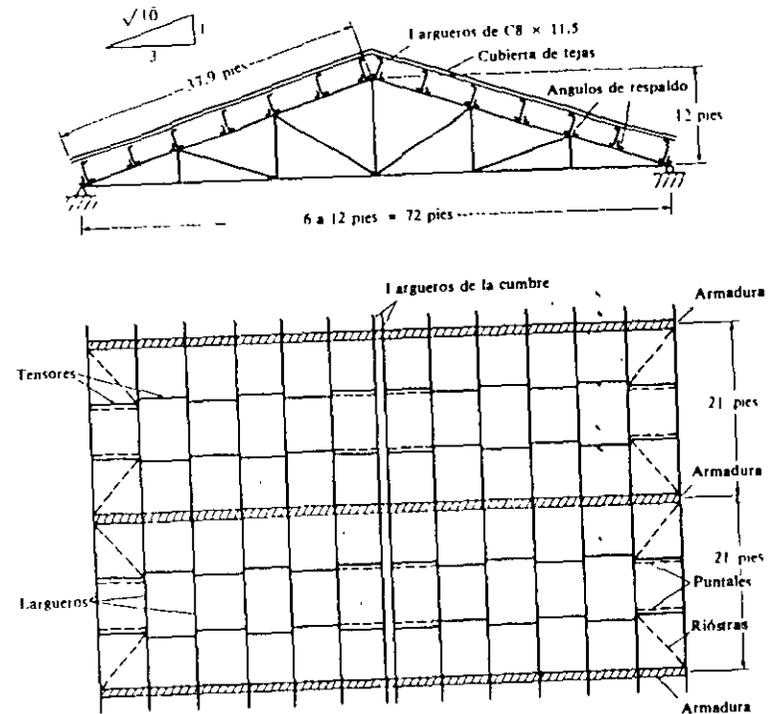


Figura 4-3 Techo sobre dos crujeas

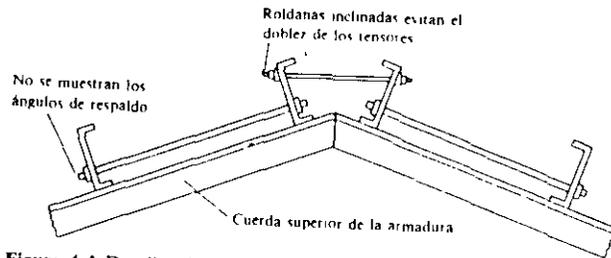


Figura 4-4 Detalles de la conexión de tensores

carga puede presentarse cuando desaparece la nieve de uno de los lados del techo durante una tormenta).

Solución

Las cargas debidas a la fuerza de gravedad en lb/pie² de superficie de techo son las siguientes:

$$\text{Largueros} = \frac{7 \times 11.5}{37.9} = 2.1 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Nieve} = 20 \frac{3}{\sqrt{10}} = 19.0 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Techo de tejas} = 16.0 \text{ lb/pie}^2$$

$$w_u = (1.2)(2.1 + 16.0) + (0.5)(19.0) = 31.22 \text{ lb/pie}^2$$

$$w_s = (1.2)(2.1 + 16.0) + (1.6)(19.0) = 52.12 \text{ lb/pie}^2 \leftarrow$$

Componente de las cargas perpendicular a la superficie del techo

$$= \left(\frac{1}{\sqrt{10}}\right)(52.12) = 16.48 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Carga en los tensores} = (37.9)(7)(16.48) = 4372 \text{ lb}$$

$$A_D = \frac{4372}{(0.75)(0.75)(58)} = 0.134 \text{ plg}^2$$

Use 1 perfil redondo de $\frac{5}{8}$ plg (tamaño mínimo práctico)
con 11 cuerdas por pulgada ($A_D = 0.307 \text{ plg}^2$)

Fuerza en el tensor entre largueros de la cumbrera

$$T = \frac{\sqrt{10}}{3} (4372) = 4608 \text{ klb}$$

$$A_D = \frac{4608}{(0.75)(0.75)(58)} = 0.141 \text{ plg}^2$$

Use un perfil redondo de $\frac{3}{4}$ plg

4-3 BARRAS DE OJO

Hasta los primeros años del siglo xx, casi todos los puentes de Estados Unidos eran de juntas articuladas o de pasadores, pero en la actualidad es raro que se construyan así, en vista de las ventajas de las conexiones soldadas o atornilladas. Un problema en las conexiones a base de pasadores, en las armaduras, es el desgaste de éstos en los agujeros, lo que ocasiona que las juntas se aflojen.

Las barras de ojo conectadas con pasador, se utilizan ahora ocasionalmente, como miembros a tensión en los puentes de gran claro, y como colgantes o péndolas en algunos tipos de puentes y otras estructuras que están sujetas a cargas muertas muy grandes; que impiden que las barras de ojo trepiden con las cargas vivas.

Las barras de ojo generalmente no se laminan, sino que se cortan térmicamente de grandes placas. Las proporciones detalladas requeridas para las barras están contenidas en la sección D3 de la sexta parte de las especificaciones LRFD. Esas proporciones se basan en la larga experiencia de la industria acerera. En esta misma sección del manual se proporcionan expresiones para los estados límite de la resistencia por tensión, corte y aplastamiento de las barras de ojo.

Se ha visto que cuando las barras de ojo y los miembros conectados por pasadores se fabrican con aceros con un esfuerzo de fluencia mayor de 70 klb/plg² se presenta la posibilidad de combaduras. Por esta razón, las especificaciones LRFD exigen miembros más resistentes para tales situaciones.

4-4 DISEÑO POR CARGAS DE FATIGA

No es común que constituya un problema el que en los marcos de edificios existan fluctuaciones en los esfuerzos por cambios en las cargas, ya que tales cambios ocurren ocasionalmente y provocan mínimas variaciones en los esfuerzos; sin embargo, en los casos que sean frecuentes o que existan inversiones en los esfuerzos, deberá considerarse el fenómeno de la fatiga. La fatiga puede resultar un problema en edificios que contienen travesaños móviles o maquinaria pesada móvil o vibratoria.

Si los miembros de acero están sujetos a cargas que se aplican y luego se remueven o cambian muchos miles de veces, pueden aparecer en ellos grietas que se propagan tanto que llega a ocurrir la falla por fatiga. Estas grietas tienden a presentarse en lugares donde existe una concentración de esfuerzos como en agujeros, en bordes

dañados o en soldaduras mal hechas. *Además es más probable que éstas ocurran en miembros a tensión.*

Las especificaciones LRFD en su apéndice K proporcionan un método simple de diseño que considera las cargas repetidas. En este método se consideran el número de ciclos de esfuerzos, el intervalo esperado de esfuerzo (esto es, la diferencia entre los esfuerzos esperados máximo y mínimo) y el tipo y ubicación del miembro. Con base en esta información se da un intervalo de esfuerzos permisibles máximo *para cargas de servicio o de trabajo.*

El esfuerzo máximo calculado en un miembro con las especificaciones LRFD no debe exceder el esfuerzo básico nominal en ese tipo de miembros, ni su intervalo máximo de esfuerzos debe exceder el intervalo permisible de esfuerzos presentado en el apéndice K de las especificaciones.

Si se supone que el número de ciclos de la carga es menor de 20 000 no es de considerarse la fatiga, si lo excede, el intervalo de esfuerzos permisible se calcula como sigue.

1. La condición de carga se determina con la tabla A-K4.1 del apéndice K de las especificaciones LRFD. Por ejemplo, si se espera que no habrá menos de 100 000 ciclos de carga (esto representa aproximadamente 10 aplicaciones diarias durante 25 años) y no más de 500 000, se usará la condición 2 de carga de acuerdo con la tabla.
2. El tipo y colocación del material se selecciona en la fig AK4.1 del apéndice. Si un miembro a tensión consta de dos ángulos soldados con filetes a una placa, debe clasificarse como en el ejemplo ilustrativo 17 de la figura. (El término soldadura de filete se definirá en el capítulo 14. Con esta soldadura, un miembro se traslapa sobre otro y se sueldan entre sí.)
3. En la tabla A-K4.2 se selecciona la categoría de esfuerzo A, B, C, D, E o F. Para un filete de soldadura a tensión como en el ejemplo ilustrativo 17, la categoría de esfuerzo es la E.
4. Por último en la tabla A-K4.3 del apéndice se lee que el intervalo permisible de esfuerzos para cargas de servicio con categoría de esfuerzo E y condición de carga 2 es $F_u = 13 \text{ klb/plg}^2$.

El ejemplo 4-6 presenta el diseño de un miembro a tensión formado por dos ángulos, sujeto a cargas fluctuantes de acuerdo con el apéndice K. Las fluctuaciones e inversiones de esfuerzos son un problema de todos los días en el diseño de puentes. Las especificaciones AASHTO de 1983, en su artículo 10.3, proporcionan intervalos permisibles de esfuerzo, determinados de manera muy parecida a la de las especificaciones LRFD.

EJEMPLO 4-6

Un miembro de 18 pies consta de un par de ángulos de lados iguales conectados en sus extremos con soldadura de filete. La carga muerta de trabajo a tensión es de 30 klb; se estima que la carga viva de trabajo puede aplicarse 250 000 ve-

ces, variando entre 12 klb a compresión y 65 klb a tensión. Escoja los ángulos usando acero A36 y las especificaciones LRFD.

Solución:

En el apéndice K seleccionamos los siguientes valores:

De la tabla A-K4.1: condición de carga 2

De las tablas A-K4.1 y A-K4.2: ejemplo ilustrativo 17, y categoría de esfuerzo E. Por lo tanto, de la tabla A-K4.3, el intervalo permisible de esfuerzos es de 13 klb/plg^2

Intervalo para P_u

Para la tensión máxima

$$P_u = (1.2)(30) + (1.6)(65) = 140 \text{ klb}$$

Para la compresión

$$P_u = (1.4)(30) = 42 \text{ klb}$$

$$P_u = (1.2)(30) + (1.6)(-12) = +16.8 \text{ klb}$$

Por tanto, el miembro permanece en tensión

Tamaño de la sección estimada

$$A_r = \frac{P_u}{\phi_t F_y} = \frac{140}{(0.90)(36)} = 4.32 \text{ plg}^2$$

Ensaye 2Ls $4 \times 4 \times \frac{5}{16}$ ($A = 4.80 \text{ plg}^2$, $r = 1.24 \text{ plg}$)

$$\text{Máxima tensión de servicio } f_t = \frac{30 + 65}{4.80} = 19.79 \text{ klb/plg}^2$$

$$\text{Mínima tensión de servicio } f_c = \frac{30 - 12}{4.80} = 3.75 \text{ klb/plg}^2$$

$$\text{Intervalo real de esfuerzos} = 16.04 \text{ klb/plg}^2$$

> 13 klb/plg^2 ; la sección no es satisfactoria

Ensaye ahora 2Ls $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ ($A = 7.50 \text{ plg}^2$, $r = 1.22 \text{ plg}$)

$$\text{Máxima carga de servicio } f_t = \frac{30 + 65}{7.50} = 12.67 \text{ klb/plg}^2$$

$$\text{Mínima carga de servicio } f_t = \frac{30 - 12}{7.50} = 2.40 \text{ klb/plg}^2$$

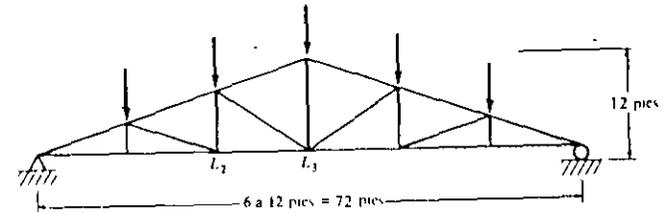
$$\text{Intervalo real de esfuerzo} = 10.27 \text{ klb/plg}^2$$

$< 13 \text{ klb/plg}^2$; la sección es satisfactoria

PROBLEMAS

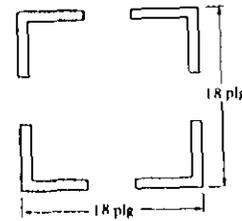
- 4-1. Seleccione la sección W12 más ligera para soportar cargas de trabajo a tensión de $P_D = 200 \text{ klb}$ y $P_L = 220 \text{ klb}$ usando acero A36. El miembro tiene 25 pies de largo y debe tener dos líneas de agujeros para tornillos de 1 plg en cada patín; habrá por lo menos tres tornillos en cada línea. (Resp. W12 x 65)
- 4-2. Repita el problema 4-1 usando acero A441
- 4-3. Seleccione la W14 más ligera de acero A36 para soportar una carga factorizada de tensión P_u de 300 klb. Suponga dos líneas de tornillos de $\frac{7}{8}$ plg en cada patín (con tres tornillos por lo menos en cada línea). El miembro tiene 32 pies de largo. (Resp. W14 x 34)
- 4-4. Seleccione la canal American Standard más ligera que soporte las cargas de servicio de tensión $P_D = 75 \text{ klb}$ y $P_L = 100 \text{ klb}$. El miembro tiene 15 pies de largo y debe tener una línea de agujeros para tornillos de 1 plg en cada patín. Use acero A36 y considere por lo menos tres agujeros en cada línea.
- 4-5. Un miembro a tensión soldado debe soportar una carga de diseño P_u de 620 klb y debe constar de dos canales con sus almas paralelas separadas 12 plg y sus patines encontrándose. Seleccione las canales estándar más ligeras usando acero A36. Suponga $U = 0.87$. El miembro debe medir 30 pies. (Resp. 2 canales 15 x 33.9)
- 4-6. Seleccione un ángulo de acero A36 que resista las cargas de servicio de tensión $P_D = 80 \text{ klb}$ y $P_L = 90 \text{ klb}$. La longitud del ángulo es de 18 pies y debe estar conectado con una línea de cuatro tornillos de $\frac{3}{4}$ con uno de sus lados.
- 4-7. Repita el problema 4-6 usando un par de ángulos de acero A36. Suponga que los lados de los ángulos están en contacto y que se deducirá de cada ángulo un agujero para tornillo de $\frac{3}{4}$ plg. Suponga $U = 0.85$. (Resp. 2 ángulos $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ plg o dos ángulos $5 \times 3 \times \frac{1}{2}$ plg con sus lados largos espalda con espalda)
- 4-8. Diseñe el miembro L_1, L_2 de la armadura mostrada. Debe constar de un par de ángulos con una placa de nudo de $\frac{1}{4}$ plg entre los ángulos en cada extremo. Use acero A36 y suponga una línea con tres tornillos de $\frac{1}{2}$ en cada lado. Considere sólo los ángulos mostrados en las tablas de ángulos dobles del manual. Para cada carga, $P_D = 18 \text{ klb}$ y $P_L = 10 \text{ klb}$ (carga de techo)

Problemas



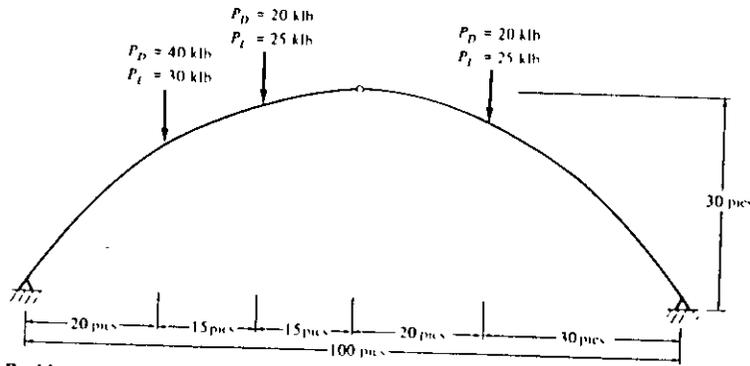
Problema 4-8

- 4-9. Seleccione un ángulo simple como miembro a tensión para resistir las cargas de servicio $P_D = 60 \text{ klb}$ y $P_L = 60 \text{ klb}$. El miembro tiene 15 pies de longitud y estará conectado con una línea de cuatro tornillos de $\frac{7}{8}$. Suponga $F_t = 40 \text{ klb/plg}^2$ y $F_u = 60 \text{ klb/plg}^2$. (Resp. ángulo de $6 \times 6 \times \frac{7}{16}$ plg)
- 4-10. Repita el problema 4-5 suponiendo que se usará una línea de tornillos de $\frac{7}{8}$ en cada patín, con tres tornillos por lo menos en cada línea. Diseñe también las placas de unión. Suponga un gramil de 2 plg de la espalda de la canal al eje de la línea de tornillos. U debe determinarse con la especificación B3.
- 4-11. Un miembro a tensión consta de cuatro ángulos de lados iguales dispuestos como se muestra en la figura. Las cargas de servicio que debe de soportar son $P_D = 200 \text{ klb}$ y $P_L = 360 \text{ klb}$. La longitud del miembro es de 30 pies y debe tener una línea de tres tornillos de $\frac{3}{4}$ en cada uno de los lados. Diseñe el miembro en acero A36, incluyendo las placas de unión necesarias. (Resp. 4 ángulos de $6 \times 6 \times \frac{1}{2}$)



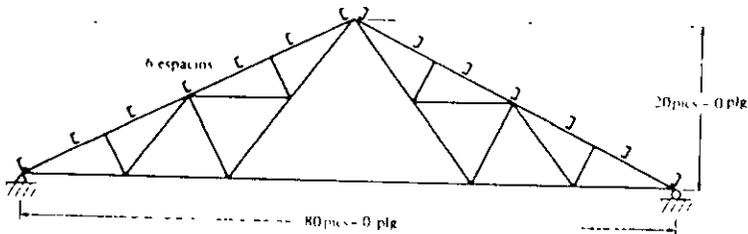
Problema 4-11

- 4-12. Seleccione una barra de acero A36 de sección circular roscada para resistir las cargas de servicio a tensión $P_D = 8 \text{ klb}$ y $P_L = 7 \text{ klb}$.
- 4-13. La vibración horizontal en la base del arco triarticulado mostrado en la figura, deberá resistirlo un tirante de acero A36. ¿Qué tamaño de tirante roscado será necesario usar para las cargas mostradas? (Resp. 2 plg)



Problema 4-13

4-14. Las armaduras de techo de un edificio industrial están separadas entre sí a cada 21 pies, centro a centro. La cubierta del techo pesa 6 lb/pie² de superficie de techo. Los largueros están dispuestos como se indica en la figura y pesan 3 lb/pie² de superficie de techo. Diseñe los tensores de acero A36 suponiendo una carga de nieve de 30 lb/pie² de superficie horizontal de techo. Los tensores deberán situarse en los tercios del claro de los largueros.



Problema 4-14

Miembros a compresión cargados axialmente

5-1 CONSIDERACIONES GENERALES

Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre los otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de armaduras, miembros de arriostramiento, los patines a compresión de vigas laminadas y armadas y los miembros sujetos simultáneamente a flexión y a compresión. Las columnas son miembros verticales rectos cuyas longitudes son considerablemente mayores que su ancho. Los miembros verticales cortos sujetos a cargas de compresión se denominan con frecuencia puntales o, simplemente, miembros a compresión; sin embargo, en las páginas siguientes los términos *columna* y *miembro a compresión* se usarán indistintamente.

Existen dos diferencias importantes entre miembros a tensión y miembros a compresión. Estas son:

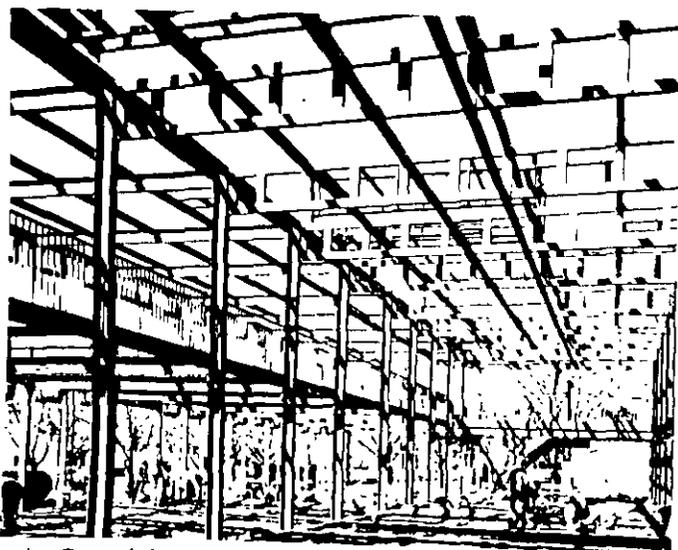
1. Las cargas de tensión tienden a mantener rectos a los miembros, en tanto que las de compresión tienden a flexionarlos hacia afuera del plano de las cargas (situación peligrosa).
2. La presencia de agujeros para tornillos o remaches en los miembros a tensión reduce las áreas disponibles para resistir las cargas; en los miembros a compresión se supone que los tornillos y remaches llenan los agujeros (aunque inicialmente puede haber un pequeño deslizamiento hasta que los conectores se apoyan en el material adyacente) y las áreas totales están disponibles para resistir las cargas.

Las pruebas demuestran que todas, excepto las columnas muy cortas, fallan bajo esfuerzos P/A que se encuentran muy por debajo del límite elástico del material de las columnas, debido a su tendencia a pandearse o flexionarse lateralmente. Por esta razón sus esfuerzos de diseño se reducen en relación con el peligro del pandeo. Entre más larga sea una columna para una misma sección transversal, mayor

es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez que se ha definido previamente como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo. La tendencia al pandeo depende también de los siguientes factores: tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material de la columna, torceduras iniciales en la columna, esfuerzos residuales de fabricación, etc.

Las cargas que soporta una columna de un edificio recaen en la sección transversal superior de la columna y a través de sus conexiones con otros miembros. La situación ideal se tiene cuando las cargas se aplican uniformemente sobre la columna con el centro de gravedad de las cargas, coincidiendo con el eje de gravedad de la columna. Además, es deseable que la columna no tenga defectos, que consista de un material homogéneo y que sea perfectamente recta; todas estas condiciones obviamente son imposibles de satisfacerse.

Las cargas que se encuentran exactamente centradas sobre una columna se denominan axiales o *cargas concéntricas*. Las cargas muertas pueden, o no, ser axiales en una columna interior de un edificio, pero las cargas vivas nunca lo son. Para una columna exterior la posición de las cargas es probablemente aún más excéntrica, ya que el centro de gravedad caerá por lo general hacia la parte interior de la columna. En otras palabras, resulta dudoso que alguna vez se encuentre, en la práctica, una columna cargada en forma perfectamente axial.



Laboratorios Guggenheim de la Universidad de Princeton, N.J. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation)

Las otras condiciones deseables también son imposibles de lograr debido a: imperfecciones de las dimensiones de las secciones transversales, esfuerzos residuales, agujeros taladrados para recibir tornillos o remaches, esfuerzos de montaje y cargas transversales. Es muy difícil tomar en cuenta todas estas imperfecciones en una fórmula.

Algunas imperfecciones pequeñas en los miembros a tensión y en vigas pueden pasarse por alto, ya que son de poca consecuencia; pero en columnas, estas pequeñas imperfecciones pueden revestir mucha importancia. Una columna ligeramente flexionada en el momento de su montaje puede tener serios momentos flexionantes. Obviamente, una columna es un miembro más crítico en una estructura que una viga o un miembro a tensión, porque pequeñas imperfecciones en los materiales y en las dimensiones tienen mucha importancia. Esta situación puede ilustrarse en una armadura de puente en la que a algunos de sus miembros los ha dañado un camión. La flexión de miembros a tensión probablemente no será muy seria, ya que las cargas de tensión tenderán a enderezar a esos miembros; pero la flexión de cualquier miembro a compresión es un asunto muy serio, ya que las cargas de compresión tenderán a incrementar la flexión en esos miembros.

El análisis precedente debe mostrar claramente que las imperfecciones en columnas ocasionan flexión en éstas y el proyectista debe considerar los esfuerzos debidos a esa flexión, así como a cargas axiales. Los capítulos 5 a 7 se limitan al análisis de columnas cargadas axialmente y el capítulo 11 trata de los miembros sujetos a una combinación de cargas axiales y de flexión.

5-2 ESFUERZOS RESIDUALES

Investigaciones realizadas en la Universidad de Lehigh han demostrado que los esfuerzos residuales y su distribución son factores muy importantes que afectan la resistencia de las columnas de acero cargadas axialmente. Esos esfuerzos son de gran importancia en columnas con relaciones de esbeltez de 40 a 120, intervalo que incluye un gran porcentaje de las columnas usadas en la práctica. Una causa muy importante de los esfuerzos residuales es el enfriamiento desigual que sufren los perfiles después de haber sido laminados en caliente. Por ejemplo, en un perfil W los puntos exteriores de los patines y la parte media del alma se enfrían rápidamente, en tanto que las zonas de intersección del alma con los patines lo hacen más lentamente.

Las partes de la sección que se enfrían con más rapidez al solidificarse resisten ulteriores acortamientos, en tanto que aquellas partes que están aún calientes tienden a acortarse aún más al enfriarse. El resultado neto es que las áreas que se enfriaron más rápidamente quedan con esfuerzos residuales de compresión, en tanto que las áreas de enfriamiento más lento quedan con esfuerzos residuales de tensión. La magnitud de esos esfuerzos varía entre 10 y 15 klb/plg^2 (69 a 103 MPa) aunque se han encontrado valores mayores de 20 klb/plg^2 (138 MPa).

Cuando se prueban secciones de columnas de acero laminadas con sus esfuerzos residuales, sus límites proporcionales se alcanzan para valores P/A de poco más que

la mitad de sus esfuerzos de fluencia y la relación esfuerzo-deformación resulta no lineal desde ese valor hasta el esfuerzo de fluencia. Debido a la fluencia prematura en algunos puntos de las secciones transversales de la columna, se reduce apreciablemente la resistencia al pandeo. La reducción es máxima en columnas cuyas relaciones de esbeltez varían aproximadamente entre 70 y 90 y puede ser tan elevada como un 25%.¹

Al incrementarse la carga en una columna, partes de ésta alcanzarán rápidamente el esfuerzo de fluencia y entrarán al intervalo plástico debido a los esfuerzos residuales de compresión. La rigidez de la columna se reduce y es función de la parte de la sección transversal que aún se comporta elásticamente. Una columna con esfuerzos residuales se comporta como si tuviese una sección transversal más pequeña. Esta sección reducida o parte elástica de la columna cambiará al hacerlo los esfuerzos aplicados. Los cálculos relativos al pandeo de una columna particular con esfuerzos residuales pueden efectuarse usando un momento de inercia efectivo I_e de la parte elástica de la sección transversal, o bien, usando el módulo tangente. Para las secciones comunes usadas como columnas, los dos métodos dan resultados casi iguales.

Los esfuerzos residuales también pueden causarse durante el proceso de fabricación al combar la columna en frío o por enfriamiento posterior a la aplicación de la soldadura. El combeo es el flexionamiento de un miembro en una dirección, con el fin de mejorar su apariencia cuando las cargas de servicio la flexionen en la dirección opuesta. Por ejemplo, podemos flexionar una viga hacia arriba inicialmente, de manera que quede más o menos horizontal cuando se apliquen las cargas.

La soldadura puede producir severos esfuerzos residuales en las columnas, que pueden aproximarse al valor del esfuerzo de fluencia en las cercanías de las partes soldadas; las columnas también pueden flexionarse apreciablemente debido a la aplicación de la soldadura, lo que afecta su capacidad de soportar carga.

5-3 PERFILES USADOS PARA COLUMNAS

En teoría puede seleccionarse un sinnúmero de perfiles para resistir con seguridad una carga de compresión en una estructura dada. Sin embargo, desde el punto de vista práctico, el número de soluciones posibles se ve limitado por el tipo de secciones disponibles, por problemas de conexión y el tipo de estructura en donde se va a usar la sección. Los párrafos que siguen intentan dar un breve resumen de las secciones que han resultado satisfactorias para ciertas condiciones. Esas secciones se muestran en la fig. 5-1; las letras entre paréntesis en los párrafos que siguen se refieren a las partes de esta figura.

Las secciones usadas para miembros a compresión por lo común son similares

¹L. S. Beedle y L. Tall, *Basic Column Strength* (Resistencia básica de columnas), *Proc. ASCE* 86, (julio 1960), págs. 139-173.

5-3 Perfiles usados para columnas

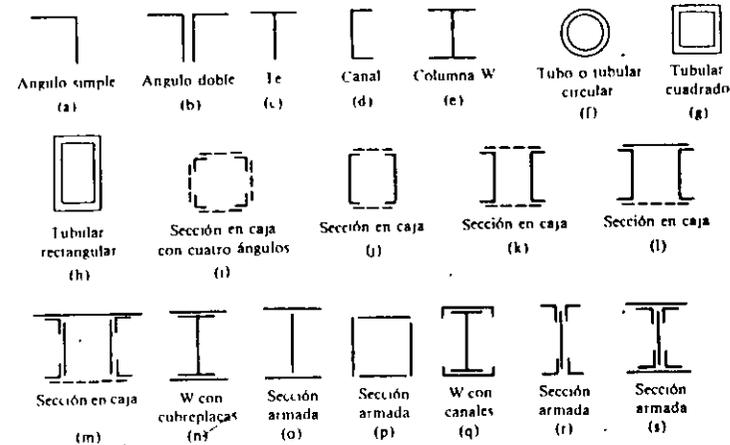


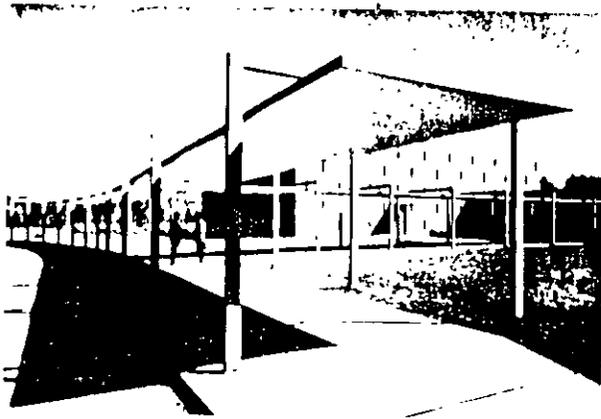
Figura 5-1 Tipos de miembros a compresión.

a las usadas para miembros a tensión con ciertas excepciones. Las excepciones las causan el hecho de que las resistencias de los miembros a compresión varían en cierta relación inversa con las relaciones de esbeltez y se requieren entonces miembros rígidos. Las barras, placas y varillas individuales son generalmente demasiado esbeltas para funcionar en forma satisfactoria como miembros a compresión, a menos que sean muy cortas y reciban carga pequeña.

Los miembros formados por ángulos sencillos (a) son satisfactorios como arriostamientos y miembros a compresión de armaduras ligeras. Los ángulos de lados iguales pueden ser más económicos que los de lados desiguales porque sus radios de giro mínimo son mayores para la misma área de acero. Las cuerdas superiores de armaduras atornilladas para techos pueden consistir en un par de ángulos espalda con espalda (b). Generalmente se deja un espacio entre éstos para insertar una placa de unión en los nudos, necesaria para efectuar la conexión a otros miembros; en algunos casos conviene usar ángulos de lados desiguales con los lados largos espalda con espalda para lograr una mejor distribución de los radios de giro respecto a los ejes x y y .

Si se sueldan las armaduras, las placas de nudo pueden ser innecesarias; entonces pueden usarse tes estructurales (c) para la cuerda superior y soldar directamente al alma de las tes los miembros de la celosía. Las canales sencillas (d) no son satisfactorias como miembros a compresión debido a su radio de giro pequeño, respecto a los ejes centroidales paralelos al alma. Estas pueden usarse si se encuentra la manera de proporcionar soporte lateral en la dirección débil. Los perfiles W (e) son los más comunes para columnas de edificios y para los miembros a compresión de puentes carreteros. Aunque sus valores están lejos de ser iguales respecto a los dos ejes, están mejor balanceados que en las canales.

Varios puentes famosos construidos durante el siglo XIX (como el Firth of



Marcos fabricados con secciones tubulares en Nueva Jersey. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation.)

Forth en Escocia y el Ead en St. Louis, Missouri) utilizaron ampliamente los perfiles tubulares. Sin embargo, el uso de éstos declinó debido a los problemas en sus conexiones y a los costos de fabricación, pero con el desarrollo de tubos soldados más económicos, su uso está incrementándose de nuevo (los perfiles tubulares actuales son mucho más pequeños que los usados en el pasado en aquellos puentes de acero).

Para cargas pequeñas y medianas las secciones tubulares (f) son muy satisfactorias. Se usan a menudo como columnas en largas series de ventanas, como columnas cortas en almacenes, como columnas para los techos de andadores cubiertos, en los sótanos y garajes de residencias, etc. Las columnas a base de tubos tienen la ventaja de ser igualmente rígidas en todas direcciones y por lo general son muy económicas, a menos que los momentos sean grandes. El manual LRFD proporciona los tamaños de esas secciones y las clasifica como estándar, extrafuertes y doble extrafuertes.

Las secciones tubulares cuadradas y rectangulares, (g) y (h), no se han usado mucho como columnas hasta hace poco. Durante muchos años sólo unas cuantas laminadoras en los Estados Unidos fabricaron tubería de acero con fines estructurales. Tal vez la principal causa del poco uso de las secciones tubulares era la dificultad de efectuar las conexiones con tornillos o remaches. Este problema se ha eliminado con el surgimiento de las técnicas modernas de soldar. El uso de perfiles tubulares con propósitos estructurales, por arquitectos e ingenieros, probablemente se verá incrementado en los próximos años por las siguientes razones:

1. El miembro a compresión más eficiente es aquel que tiene un radio de giro constante respecto a su centroide, propiedad que poseen los tubos circulares. Los perfiles tubulares cuadrados son los siguientes miembros a compresión en orden de eficiencia.

5-3 Perfiles usados para columnas

2. Sus superficies tersas permiten pintarlos fácilmente.
3. Tienen excelente resistencia a la torsión
4. Las superficies de los perfiles tubulares son muy atractivas.
5. Cuando están expuestas, la resistencia al viento de los tubos circulares es aproximadamente de sólo $\frac{1}{3}$ de la de las superficies planas del mismo ancho.

Una pequeña desventaja que se presenta en ciertos casos es que los extremos de los tubos deben sellarse para proteger sus superficies interiores inaccesibles contra la corrosión. Aunque resultan muy atractivos para usarse expuestos como vigas, los perfiles tubulares están en desventaja con las secciones W, que poseen momentos resistentes mucho mayores para el mismo peso.

Cuando se diseñan miembros a compresión para estructuras muy grandes puede ser necesario usar secciones armadas. Estas secciones se requieren cuando los miembros son muy largos y soportan cargas muy grandes, o bien, cuando representan ventajas desde el punto de vista de las conexiones. En términos generales, un perfil sencillo tal como una sección W, es más económico que una sección armada que tenga la misma área en su sección transversal. Cuando las cargas son muy grandes, pueden usarse aceros de alta resistencia con mayor economía, siempre que este incremento de la resistencia permita el uso de secciones W en vez de secciones armadas.

Cuando se usan secciones armadas, éstas deben conectarse en sus lados abiertos con algún tipo de celosía que mantenga sus partes unidas y les permita trabajar conjuntamente. Los extremos de los miembros se conectan con placas de unión. En la fig. 6-10 se muestran varios tipos de celosía para miembros armados a compresión.

Las líneas punteadas en la fig. 5-1 representan celosías o partes discontinuas y las líneas sólidas representan partes que son continuas en toda la longitud de los miembros. A veces se disponen cuatro ángulos como se muestra en (i) para producir valores grandes de r . Este tipo de miembro se ve con frecuencia en torres y en pesantes de grúas. Un par de canales (j) se usan a veces como columnas en edificios o como miembros de la celosía en armaduras de gran tamaño. Nótese que existe un cierto espaciamiento para cada par de canales en el cual sus valores r respecto a los ejes x y y son iguales. En ocasiones las canales se disponen espalda con espalda como se muestra en (k).

Una sección muy adecuada para la cuerda superior de las armaduras de puente está formada por un par de canales con una cubreplaca en la parte superior (l) y celosía en la parte inferior. Las placas de los nudos se conectan fácilmente al interior de las canales y pueden usarse también como empalmes. Cuando las canales disponibles más grandes no proporcionan suficiente resistencia puede usarse como cuerda superior una sección armada del tipo mostrado en (m).

Cuando los perfiles laminados no tienen suficiente resistencia para soportar la carga de una columna de un edificio o de una armadura de puente, sus áreas pueden incrementarse con la adición de placas a los patines (n). En años recientes se ha encontrado que en estructuras soldadas, una columna armada del tipo mostrado en (o) es más satisfactoria que una W con cubreplacas soldadas (n). Parece ser que durante la flexión es difícil transferir eficientemente la fuerza de tensión de la cubrepla-

ca a la columna, sin que la placa se separe de la columna (como en el caso en donde una viga se conecta al patín de una columna). Para cargas muy grandes en columnas, una sección en caja soldada del tipo mostrado en (p) ha resultado muy satisfactoria. Otras secciones armadas se muestran en (q), (r) y (s). Las secciones armadas mostradas de (n) a (q) tienen la ventaja sobre las mostradas de (i) a (m), de no requerir barras o placas de celosía. Las fuerzas cortantes laterales son insignificantes en las columnas a base de perfiles sencillos y en las secciones armadas sin celosía, pero de ninguna manera pueden ignorarse en las columnas armadas con celosía.

Actualmente se ha incrementado el uso de las *columnas compuestas*. Estas consisten en tubos estructurales de acero rellenos con concreto o de perfiles W ahogados en concreto, generalmente con sección cuadrada o rectangular. Estas columnas se estudian en el capítulo 18

5-4 DESARROLLO DE LAS FORMULAS PARA COLUMNAS

El uso de columnas se remonta a la prehistoria, pero fue hasta 1729 que el matemático holandés Pieter van Musschenbroek² publicó un artículo científico sobre columnas; este artículo contenía una fórmula empírica para estimar la resistencia de columnas rectangulares. Unos años más tarde en 1757, Leonhard Euler, un matemático suizo, escribió un artículo de gran valor relativo al pandeo de columnas; y probablemente él fue la primera persona en darse cuenta de la importancia del pandeo. La fórmula de Euler, la más famosa de todas las expresiones sobre columnas, representa el principio de la investigación teórica y experimental sobre columnas.

La bibliografía técnica contiene muchas fórmulas desarrolladas para condiciones ideales de las columnas, pero estas condiciones no se encuentran en la realidad práctica. En consecuencia, el diseño práctico de columnas se basa principalmente en fórmulas que se han desarrollado para concordar con exactitud razonable con los resultados de las pruebas. La justificación de este procedimiento es el hecho de que la deducción independiente de expresiones para columnas no conduce a fórmulas que den resultados comparables con los valores experimentales para toda relación de esbeltez.

Las pruebas de columnas con diferentes relaciones de esbeltez producen una serie de valores esparcidos como los representados por la banda ancha de puntos en la fig. 5-2. Los puntos no quedarán en una curva suave aunque las pruebas se hagan en el mismo laboratorio, debido a la dificultad de centrar exactamente las cargas, a la falta de perfecta uniformidad de los materiales, a la variabilidad en las dimensiones, a los esfuerzos residuales, a los cambios de las restricciones en los extremos, etc. La práctica común consiste en desarrollar fórmulas que den resultados representados por un promedio aproximado de los resultados de las pruebas. El estudiante

5-5 Obtención de la fórmula de Euler

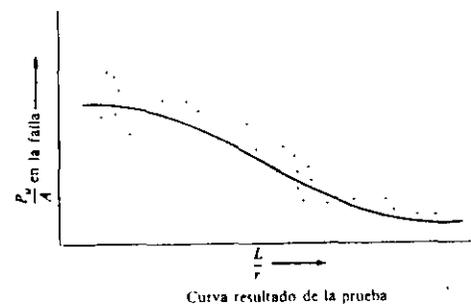


Figura 5-2 Curva basada en resultados experimentales.

también debe darse cuenta de que las condiciones de laboratorio no son análogas a las de campo y que las pruebas de columnas probablemente dan los valores límite de su resistencia.

Las magnitudes de los esfuerzos de fluencia de las secciones probadas son muy importantes en las columnas cortas, ya que sus esfuerzos de falla tienen valores cercanos a las de fluencia. Para columnas con relaciones de esbeltez intermedias los esfuerzos de fluencia tienen menor importancia en sus efectos, en los esfuerzos de falla y no tienen ninguna importancia en las columnas largas. Para columnas intermedias los esfuerzos residuales tienen mayor influencia en los resultados, en tanto que los esfuerzos de falla de columnas largas son muy sensibles a las condiciones de apoyo en los extremos. Otro factor dominante en su efecto sobre la resistencia de las columnas, además de los esfuerzos residuales y de la no linealidad de los materiales es la falta de rectitud.

5-5 OBTENCIÓN DE LA FÓRMULA DE EULER

En esta sección se obtiene la fórmula de Euler para una columna larga, recta, cargada axialmente, homogénea y con extremos redondeados. Se supone que esta columna perfecta ha sido deflexionada lateralmente por algún medio, como se muestra en la fig. 5-3 y que si la carga concéntrica P se retira, la columna se enderezará completamente.

Los ejes x y y se localizan como se indica en la figura. Como el momento flexionante en cualquier punto de la columna está dado por $-Py$, la ecuación de la curva elástica puede escribirse de la manera siguiente:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -Py$$

Multiplicando ambos miembros de la ecuación por $2 dy$ e integrando se obtiene

² L. S. Beedle y cols., *Structural Steel Design* (Diseño estructural de acero) (Nueva York: Ronald Press, 1964), pág. 269.

$$EI 2 \frac{dy}{dx} \frac{d^2y}{dx^2} = -2Pv \frac{dy}{dx}$$

$$EI \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = -Py^2 + C_1$$

Cuando $y = \delta$, $dy/dx = 0$, y el valor de C_1 es igual a $P\delta^2$ por lo que

$$EI \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = -Py^2 + P\delta^2$$

La expresión anterior se puede escribir también de la manera siguiente:

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = \frac{P}{EI} (\delta^2 - y^2)$$

$$\frac{dy}{dx} = \sqrt{\frac{P}{EI}} \sqrt{\delta^2 - y^2}$$

$$\frac{dy}{\sqrt{\delta^2 - y^2}} = \sqrt{\frac{P}{EI}} dx$$

Integrando esta expresión se obtiene

$$\arcsen \frac{y}{\delta} = \sqrt{\frac{P}{EI}} x + C_2$$

Cuando $X = 0$ y $Y = 0$, $C_2 = 0$. La curva elástica de la columna tiene la forma de una senoide expresada por la ecuación

$$\arcsen \frac{y}{\delta} = \sqrt{\frac{P}{EI}} x$$

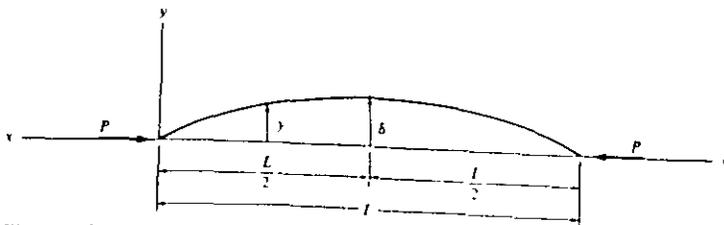


Figura 5-3

Cuando $x = L/2$, $y = \delta$, obteniéndose

$$\frac{\pi}{2} = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

En esta expresión P es la *carga crítica de pandeo* que es la carga máxima que la columna puede soportar antes de volverse inestable. Despejando a P se obtiene

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Esta expresión es la fórmula de Euler, pero se escribe por lo regular en una forma ligeramente diferente implicando a la relación de esbeltez. Ya que $r = \sqrt{I/A}$ y $r^2 = I/A$ e $I = r^2 A$, la fórmula de Euler puede escribirse como

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = F_c$$

En el manual LRFD, el esfuerzo de Euler se denomina F_c .

El lector notará que la carga de pandeo determinada por la fórmula de Euler es independiente de la resistencia del acero utilizado. Esta ecuación sólo resulta útil cuando las condiciones de apoyo de sus extremos se consideran cuidadosamente. Los resultados que se obtienen por la aplicación de la fórmula en ejemplos específicos, son bastante comparables con los obtenidos con pruebas de columnas esbeltas, con extremos articulados y cargadas axialmente. Sin embargo, el ingeniero no encontrará columnas ideales de este tipo. Las columnas con las que trabajará no tienen extremos idealmente articulados y no pueden girar libremente porque sus extremos están atornillados, remachados o soldados a otros miembros. Dichas columnas prácticas tienen diversos grados de restricción a la rotación, que varían de limitaciones ligeras a condiciones de casi empotramiento perfecto. Para los casos reales que existen en la práctica, donde los extremos no tienen libertad de rotación, pueden usarse en la fórmula diferentes valores para la longitud, obteniendo resultados más reales.

Para usar la ecuación de Euler con buen resultado en las columnas, el valor de L se tomará como la distancia entre puntos de inflexión de la elástica. Esta distancia se considera como la *longitud efectiva* de la columna. Para una columna articulada en sus extremos (que puedan girar pero no trasladarse), los puntos de momento nulo se localizan en los extremos, separados por una distancia L . Para columnas con diferentes condiciones de apoyo, las longitudes efectivas serán totalmente distintas.



Columna pesada conectada a su placa de base por medio de soldadura y pernos de alta resistencia. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation.)

5-6 RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS Y LONGITUD EFECTIVA DE UNA COLUMNA

La restricción en los extremos y su efecto en la capacidad de carga de una columna es en verdad un concepto muy importante. Las columnas con apreciable restricción en sus extremos pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción, como es el caso de columnas con extremos articulados.

La longitud efectiva de una columna se definió en la última sección como la distancia entre puntos de momento nulo en la columna, o sea, la distancia entre sus puntos de inflexión. En las especificaciones de acero la longitud efectiva de una columna se denomina KL en donde K es el *factor de longitud efectiva*. K es el número por el que debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de esta.

El concepto de longitud efectiva es simplemente un método matemático para reemplazar una columna con cualesquiera condiciones en los extremos por una columna equivalente con extremos articulados. Se podría efectuar un complejo análisis

5-6 Restricciones en los extremos y longitud efectiva de una columna

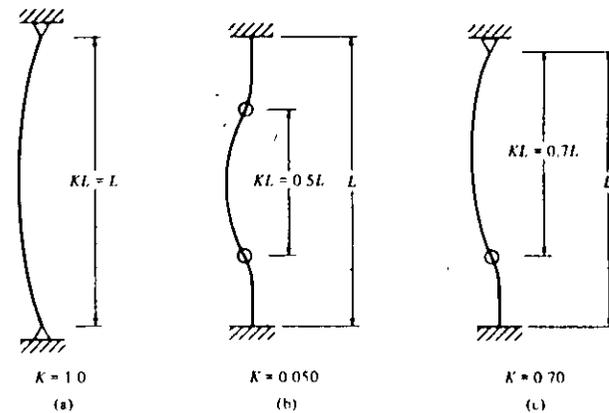


Figura 5-4 Longitudes efectivas de columnas en marcos arriostrados (ladeo impedido)

del pandeo de un marco para determinar el esfuerzo crítico en una columna particular. El factor K se determina encontrando la columna articulada con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico. El procedimiento del factor K es un método para encontrar soluciones simples a problemas complicados de pandeo en marcos.

Columnas con condiciones de extremo diferentes tienen longitudes efectivas completamente diferentes. En esta exposición inicial se supone que no es posible el ladeo o traslación de las juntas. El ladeo o traslación de las juntas significa que uno o ambos extremos de una columna pueden moverse lateralmente entre sí. Si una columna está articulada en sus dos extremos como se muestra en (a) de la fig. 5-4, su longitud efectiva es igual a su longitud real y K es entonces igual a 1.0. Si los extremos están perfectamente empotrados, sus puntos de inflexión (o puntos de momento nulo) se localizan en los cuartos de la altura y la longitud efectiva es igual a $L/2$ como se muestra en (b) de la fig. 5-4; K es entonces igual a 0.50.

Resulta claro que entre menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será el peligro de que se pandee y mayor su capacidad de carga. En (c) de la fig. 5-4 se muestra una columna con un extremo empotrado y el otro articulado; la K para esta columna es teóricamente igual a 0.70.

En realidad nunca se tienen ni articulaciones ni empotramientos perfectos, por lo que las columnas comunes quedan entre los dos casos extremos. Parecería que las longitudes efectivas de las columnas siempre varían entre un mínimo absoluto de $L/2$ y un máximo absoluto de L , pero hay excepciones a esta afirmación. En la fig. 5-5 (a) se da un ejemplo de esto con un simple marco. La base de cada una de las columnas está articulada y el otro extremo puede rotar y moverse lateralmente (ladeo). En la figura se ve que la longitud efectiva excederá a la longitud real de la columna, ya que la curva elástica tomará teóricamente la forma de la curva de una

columna doblemente articulada de longitud doble y K será entonces igual a 2.0. Nótese en (b) lo pequeña que sería la deflexión lateral de la columna AB si estuviese articulada en ambos extremos para impedir el lado.

Las columnas de acero estructural sirven como partes de marcos, los que a veces tienen *arriostramiento* y en otras ocasiones no. Un marco arriostrado es uno en el que la traslación de sus juntas está impedida por medio de riostras, muros de cortante o por el soporte lateral de las estructuras adjuntas. Un marco sin arriostrar no tiene ninguno de estos tipos de soporte y depende de la rigidez de sus propios miembros para impedir el pandeo.

En marcos arriostrados los valores K nunca pueden ser mayores que 1.0, pero en los marcos sin arriostrar los valores K siempre son mayores que 1.0 debido al lado.

La tabla C-C2.1 de los Comentarios a las especificaciones LRFD presenta los factores de longitud efectiva recomendados cuando se tienen condiciones ideales aproximadas. Esta tabla se reproduce aquí como la tabla 5-1, con permiso del AISC. Se proporcionan en la tabla dos grupos de valores K ; uno de ellos es el valor teórico y el otro el valor recomendado para el diseño, basado en el hecho de que no son posibles las condiciones de articulación y empotramiento perfecto. Si los extremos de la columna en la fig 5-4 (b) no fueran perfectamente fijos, la columna podría deflexionarse un poco y la distancia entre sus puntos de inflexión se incrementaría. El valor K recomendado para diseño es de 0.65, en tanto que el teórico es de 0.5. El proyectista puede interpolar entre los valores dados en la tabla, utilizando su buen juicio al estimar las condiciones reales de restricción.

En muchos edificios el lado se elimina bastante por medio de muros de mampostería, pero en edificios con muros ligeros y gran espaciamento entre columnas o en edificios altos construidos sin un sistema claro de soporte lateral, el lado es

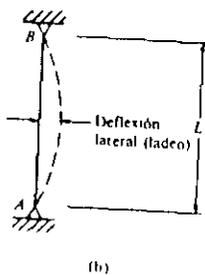
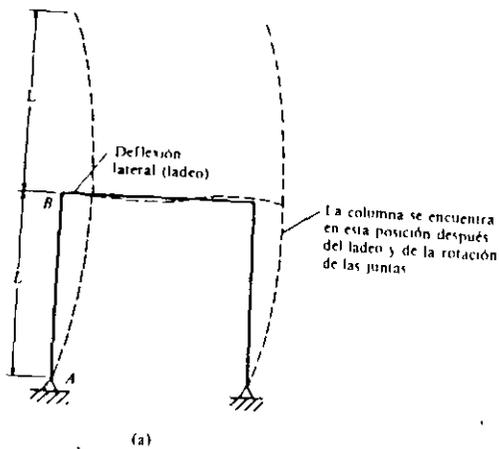


Figura 5-5

5-7 Elementos atiesados y no atiesados

TABLA 5-1 LONGITUDES EFECTIVAS DE COLUMNAS

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna						
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
					Rotación y traslación impedidos	Rotación libre y traslación impedida
						Rotación impedida y traslación libre
						Rotación y traslación libres

Fuente: *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, sep. 1, 1986 (Chicago, AISC, 1986), páginas 6-151 en el manual LRFD.

apreciable. Estas estructuras se denominan *no arriostradas*. En estos casos, la rigidez a la flexión de los marcos estructurales proporcionan la mayor parte del soporte lateral. Las longitudes efectivas de las columnas en tales marcos continuos, sin soporte lateral, siempre son mayores que 1.0 debido al lado. Este tópico se estudiará más ampliamente en el capítulo 7.

5-7 ELEMENTOS ATIESADOS Y NO ATIESADOS

Hasta ahora el autor sólo ha considerado la estabilidad de conjunto de los miembros, pero es muy posible que los patines o almas de una columna o viga se pandeen localmente en compresión antes de que ocurra el pandeo total del miembro. Las placas delgadas que se usan para tomar esfuerzos de compresión son muy susceptibles al pandeo respecto a sus ejes menores, debido a los pequeños momentos de inercia en esas direcciones.

La sexta parte, sección B5 de las especificaciones LRFD proporciona valores límite para la relación ancho a espesor de las partes individuales de miembros a compresión y de las partes de vigas en regiones de compresión. El estudiante seguramente está consciente de la falta de rigidez de las piezas delgadas de cartón, plástico o metal con bordes libres. Sin embargo, si uno de esos elementos se pliega o restringe,

su rigidez se incrementa apreciablemente. Por esta razón en el manual LRFD se consideran dos tipos de elementos: los *elementos atesados* y los *no atesados*.

Un elemento no atesado es una pieza proyectante con un borde libre, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, en tanto que un elemento atesado está soportado a lo largo de los dos bordes en esa dirección. Esos dos tipos de elementos se ilustran en la fig. 5-6. En cada caso se muestran el ancho b y el espesor t del elemento.

Dependiendo de la relación ancho a espesor de los elementos a compresión y de si éstos son atesados o no, los elementos se pandearán bajo diferentes condiciones de esfuerzo.

Para establecer los límites de las relaciones ancho a espesor de los elementos de los miembros a compresión, las especificaciones LRFD agrupan a los miembros en las tres clasificaciones siguientes: secciones compactas, secciones no compactas y elementos esbeltos a compresión. Esta clasificación, de la que dependen los esfuerzos de diseño por compresión usados en columnas, se estudia en los párrafos que siguen.

Secciones compactas Una sección compacta es aquella con un perfil suficientemente fuerte para que sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse. El término plástico significa que en toda la sección se tiene presente el esfuerzo de fluencia y se estudiará ampliamente en el capítulo 8. Para que un miembro pueda clasificarse como compacto, sus patines deben estar conectados en forma continua al alma o almas y las relaciones ancho a espesor de sus elementos a compresión no deben ser mayores que los valores λ_p dados en la tabla B5.1 en la sexta parte del manual LRFD.

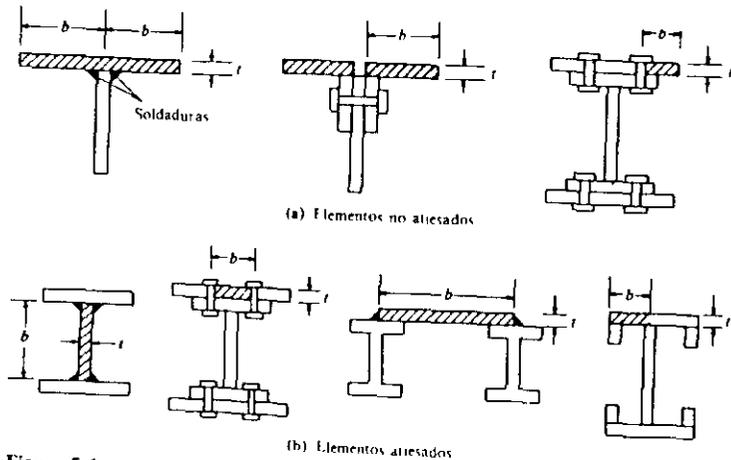


Figura 5-6

5-8 Columnas largas, cortas e intermedias

Secciones no compactas Una sección no compacta es en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo; no es capaz de alcanzar una distribución plástica de esfuerzos total. En la tabla B5.1 las secciones no compactas son aquellas con relaciones ancho a espesor mayores que λ_p , pero no mayores que λ_r .

Elementos esbeltos a compresión Estos elementos tienen relaciones ancho a espesor mayores que λ , y se pandearán elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la sección. Para estos elementos es necesario considerar resistencias al pandeo elástico. En el apéndice B5.3 en la sexta parte del manual LRFD se proporciona un procedimiento especial de diseño para miembros esbeltos a compresión.

5-8 COLUMNAS LARGAS, CORTAS E INTERMEDIAS

Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que la columna se pandea, el acortamiento cesará y la columna se flexionará lateralmente, pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

La resistencia de una columna y la manera como falla dependen en gran medida de su longitud efectiva. Una columna de acero muy corta y fuerte puede cargarse hasta que el acero fluye y tal vez hasta la región de endurecimiento por deformación. En consecuencia, puede resistir aproximadamente la misma carga en compresión que en tensión.

Al crecer la longitud efectiva de una columna, disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la longitud efectiva excede un cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor que el límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan *elásticamente*.

Como se mostró en la sección 5.5 las columnas muy largas de acero fallan bajo cargas que son proporcionales a la rigidez por flexión (EI) de la columna e independientes de la resistencia del acero. Por ejemplo, una columna larga construida con un acero con 36 klb/plg^2 de esfuerzo de fluencia fallará aproximadamente bajo la misma carga que una construida con un acero con $F_y = 100 \text{ klb/plg}^2$.

Las columnas se clasifican a veces como largas, cortas e intermedias. En los párrafos siguientes se da una breve explicación de esta clasificación.

Columnas largas La fórmula de Euler predice muy bien la resistencia de columnas largas en las que el esfuerzo axial de pandeo permanece por abajo del límite proporcional. Dichas columnas fallan elásticamente.

Columnas cortas En columnas muy cortas el esfuerzo de falla será igual al esfuerzo de fluencia y no ocurrirá el pandeo (Para que una columna quede en esta

clasificación, debe ser tan corta que no tendrá ninguna aplicación. Siendo así no se hará aquí más referencia a ellas.)

Columnas Intermedias En columnas intermedias, algunas fibras alcanzarán el esfuerzo de fluencia y otras no; éstas fallarán tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento se denomina *inelástico* (Para que la fórmula de Euler sea aplicable a esas columnas deberá modificarse de acuerdo al concepto de módulo reducido o al de módulo tangente para tomar en cuenta la presencia de esfuerzos residuales.)

En la sección 5-9 se presentan fórmulas con las que el LRFD estima la resistencia de columnas en estos intervalos

5-9 FORMULAS PARA COLUMNAS

Las especificaciones LRFD proporcionan una fórmula (la de Euler) para columnas largas con pandeo inelástico y una ecuación parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con esas ecuaciones se determina un esfuerzo crítico o de pandeo, F_{cr} , para un elemento a compresión. Una vez calculado este esfuerzo para un elemento particular a compresión, se multiplica por el área de la sección transversal para obtener la resistencia nominal del elemento. La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse como sigue:

$$P_n = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad \text{con } \phi_c = 0.85$$

Una fórmula LRFD para F_{cr} es para pandeo inelástico y la otra para pandeo elástico. En ambas ecuaciones λ_c es, en forma fácil de recordar, igual a $\sqrt{F_y/F_{cr}}$, en donde F_y es el esfuerzo de Euler, $\pi^2 E / (KL/r)^2$. Sustituyendo este valor por F_{cr} , obtenemos la forma de λ_c dada en el manual LRFD.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{(Fórmula LRFD-E2-4)}$$

Ambas ecuaciones para F_{cr} incluyen los efectos estimados de los esfuerzos residuales y de la falta de rectitud inicial de las columnas. La siguiente fórmula inelástica es de carácter empírico

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{(Fórmula LRFD-E2-2)}$$

La otra ecuación es para pandeo elástico o de Euler y es la conocida ecuación de Euler multiplicada por 0.877 para considerar el efecto de la falta de rectitud.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad \text{para } \lambda_c > 1.5 \quad \text{(Fórmula LRFD-E2-3)}$$

Estas ecuaciones se representan gráficamente en la fig. 5-7.

5-11 Ejemplos

El lector podrá pensar que el uso de estas ecuaciones debe resultar muy tedioso y demorado si se emplea una calculadora de bolsillo. Sin embargo, estos cálculos rara vez tienen que efectuarse porque el manual LRFD proporciona valores $\phi_c F_{cr}$ para valores KL/r de 1 a 200 para aceros con $F_y = 36$ y 50 klb/plg^2 ; tales valores se encuentran tabulados en la sexta parte del manual LRFD en las tablas 3-36 y 3-50. Además el manual contiene otra tabla (tabla 4) en la cual se presentan esos valores para aceros con cualquier valor de F_y .

5-10 RELACIONES DE ESBELTEZ MAXIMAS

En la sexta parte, sección B7, las especificaciones LRFD establecen que de preferencia los miembros a compresión deben diseñarse con relaciones KL/r menores de 200. El lector puede ver en las tablas 3-36 y 3-50 que los esfuerzos de diseño $\phi_c F_{cr}$ para valores KL/r de 200 son en ambos casos de 5.33 klb/plg^2 . Si se requiere usar relaciones de esbeltez mayores, los valores $\phi_c F_{cr}$ serán muy pequeños y entonces será necesario emplear las fórmulas para columnas indicadas en la sección 5-9.

5-11 EJEMPLOS

En esta sección se presentan tres ejemplos numéricos sencillos. En cada uno se calcula la resistencia de diseño de una columna. En el ejemplo 5-1 (a) el autor determina la resistencia de una sección W. El valor de K se determina como se indicó en la sección 5-6; se calcula la relación de esbeltez efectiva, se selecciona el esfuerzo de diseño $\phi_c F_{cr}$ en la tabla apropiada del manual y se multiplica por el área de la sección transversal de la columna.

Se verá que en la segunda parte del manual se han simplificado más aún los cálculos requeridos para la determinación de la resistencia de diseño $\phi_c F_{cr} A_g$ para cada

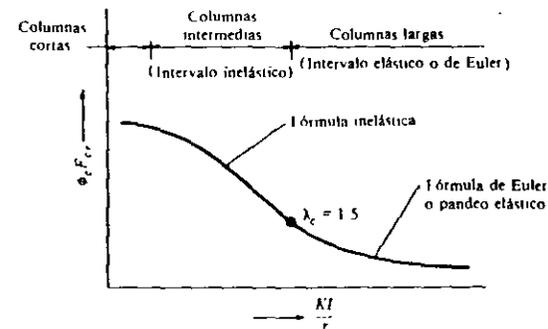


Figura 5-7

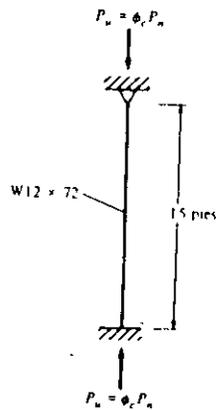


Figura 5-8

sección de acero usada normalmente como columna para valores F_c de 36 y de 50 klb/plg^2 en función de los valores en pies de la longitud efectiva K . El uso de esas tablas se ilustra en el ejemplo 5-1 (b).

EJEMPLO 5-1

- (a) Usando los valores para los esfuerzos de diseño dados en la tabla 3-36, sexta parte del manual LRFD, determine la resistencia de diseño ($P_u = \phi_c P_n$) de la columna de acero A36 cargada axialmente, mostrada en la fig. 5-8.
 (b) Repita el problema usando las tablas de columnas de la segunda parte del manual.

Solución:

(a) La $W12 \times 72$ tiene una $A = 21.1 \text{ plg}^2$ y una $r_x = 3.04 \text{ plg}$

$K = 0.80$ según la tabla C-C2.1 en la sexta parte del manual

$$\frac{KL}{r} = \frac{(0.80)(12 \times 15)}{3.04} = 47.37$$

$\phi_c F_{cr} = 27.19 \text{ klb/plg}^2$ según la tabla 3-36 en la sexta parte del manual.

$$P_u = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = (27.19)(21.1) = 573.7 \text{ klb}$$

(b) Empleamos ahora las tablas de la segunda parte del manual con K, L_x en pies.

$$K, L_x = (0.80)(15) = 12 \text{ pies}$$

$$P_u = \phi_c P_n = 574 \text{ klb}$$

5-11 Ejemplos

En el ejemplo 5-2 el autor muestra los cálculos necesarios para determinar la resistencia de diseño de una columna con una sección transversal armada. En el capítulo 6 se describen varios de los requisitos especiales para las secciones armadas de columnas.

EJEMPLO 5-2

Determine la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ para la columna cargada axialmente, mostrada en la fig. 5-9; $KL = 19$ pies y acero A36.

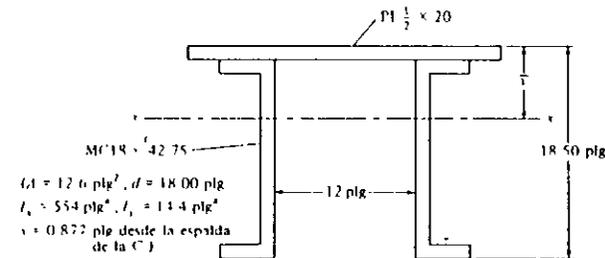


Figura 5-9

Solución:

$$A = (20)\left(\frac{1}{2}\right) + (2)(12.6) = 35.2 \text{ plg}^2$$

$$\bar{y} \text{ de la parte alta} = \frac{(10)(0.25) + (2)(12.6)(9.50)}{35.2} = 6.87 \text{ plg}$$

$$I_x = (2)(554) + (25.2)(2.63)^2 + \left(\frac{1}{12}\right)(20)\left(\frac{1}{2}\right)^3 + (10)(6.62)^2 = 1721 \text{ plg}^4$$

$$I_y = (2)(14.4) + (12.6)(6.877)^2(2) + \left(\frac{1}{12}\right)\left(\frac{1}{2}\right)(20)^3 = 1554 \text{ plg}^4$$

$$\text{Radio mínimo } r = \sqrt{\frac{1554}{35.2}} = 6.64 \text{ plg}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(12)(19)}{6.64} = 34.34$$

$$\phi_c F_{cr} = 28.76 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = P_u = (28.76)(35.2) = 1012 \text{ klb}$$

Para determinar el esfuerzo de diseño a compresión por usarse en una columna particular es necesario teóricamente, calcular tanto $(KL/r)_c$ como $(KL/r)_y$. Sin embargo, para la mayor parte de las secciones de acero usadas como columnas, r_x es

mucho menor que r_x . En consecuencia, para la mayoría de las columnas sólo se calcula $(KL/r)_y$, para luego usarse en las fórmulas apropiadas de columnas.

Para algunas columnas, en especial para las largas, el soporte lateral se aplica perpendicularmente al eje menor, reduciendo así la esbeltez o la longitud libre para pandeo en esa dirección. Esto puede lograrse por medio de riostras o vigas enmarcadas en los lados de la columna. Por ejemplo, los largueros de pared horizontales dispuestos paralelamente a los muros exteriores de un edificio pueden enmarcarse en los lados de las columnas; resultan así columnas más fuertes y en estos casos es necesario calcular tanto $(KL/r)_x$ como $(KL/r)_y$. La mayor relación obtenida para una columna dada indica cuál es la dirección débil y se usará para calcular el esfuerzo de diseño $\phi_c F_{cr}$ para ese miembro.

Los elementos de arriostramiento deben ser capaces de proporcionar las fuerzas laterales necesarias sin pandearse. Las fuerzas que deben tomar son bastante pequeñas y con frecuencia se estiman conservadoramente igual a 0.02 veces la carga de diseño de la columna. Estos elementos se diseñan igual que los otros miembros a compresión. Un elemento de arriostramiento debe conectarse a otros miembros que puedan transferir la fuerza horizontal por cortante al siguiente nivel restringido. Si esto no se hace así, se proporcionará poco soporte lateral a la columna considerada.

Si la riostra para el soporte lateral consta de una sola barra () ésta no impedirá el pandeo torsionante de la columna (véase el capítulo 6). Como el pandeo torsionante es un problema difícil de tratar, debe proporcionarse soporte lateral que prevenga el movimiento tanto lateral como rotacional ¹

Las columnas de acero también pueden colocarse dentro de muros de mampostería de manera que queden soportadas lateralmente en la dirección débil. El proyectista debe ser muy cuidadoso al suponer el soporte lateral total paralelo al muro, ya que un muro mal construido no proporciona un 100% de soporte lateral

El ejemplo 5-3 muestra los cálculos necesarios para determinar la resistencia de diseño de una columna con dos longitudes efectivas diferentes.

EJEMPLO 5-3

- (a) Usando la tabla 3-36 de la sexta parte del manual LRFD, determine la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ de la columna de acero A36 cargada axialmente, mostrada en la fig 5-10; la sección es una W14×90. Debido a su gran altura, esta columna está soportada en dirección perpendicular a su eje débil (eje y) en los puntos indicados. Se supone que estas conexiones permiten la rotación del miembro, pero ningún desplazamiento lateral de éste en esos puntos.
- (b) Repita la parte (a) del problema usando las tablas de columnas en la segunda parte del manual.

5-11 Ejemplos

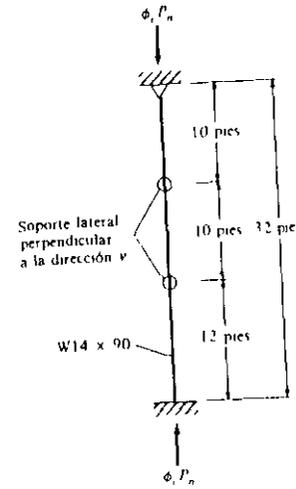


Figura 5-10

Solución:

- (a) La sección W14×90 tiene un $A = 26.5 \text{ plg}^2$, una $r_x = 6.14 \text{ plg}$ y una $r_y = 3.70 \text{ plg}$

Determinación de las longitudes efectivas:

$$K_x L_x = (0.80)(32) = 25.6 \text{ pies}$$

$$K_y L_y = (1.0)(10) = 10 \text{ pies} \leftarrow$$

$$K_y L_y = (0.80)(12) = 9.6 \text{ pies}$$

Cálculo de las relaciones de esbeltez:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{(12)(25.6)}{6.14} = 50.03 \leftarrow$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{(12)(10)}{3.70} = 32.43$$

$$\phi_c F_{cr} = 26.82 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = (26.82)(26.5) = \underline{\underline{710.7 \text{ klb}}}$$

¹ J. A. Yura, *Elements for Teaching Load And Resistance Factor Design* (Elementos para enseñar el diseño por factores de carga y resistencia) (Nueva York: AISC, agosto 1987), pág. 20

(b) Se tienen dos valores diferentes de KL .

$$K_y L_y = 25.6 \text{ pies}$$

$$K_x L_x = 10 \text{ pies}$$

La $K_y L_y$ de control para usarse en las tablas es igual a 10 pies o $\frac{K_y L_y}{r_y/r_x}$

$\frac{r_x}{r_y}$ para la W14 x 90 es igual a 1.66

$$\frac{K_y L_y}{r_x/r_y} = \frac{25.6}{1.66} = 15.42 \text{ pies}$$

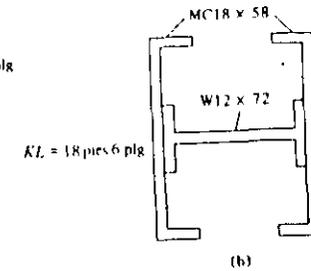
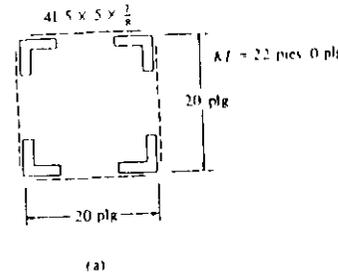
Interpolando en las tablas para columnas para $K_y L_y = 15.42$ pies, encontramos

$$\phi_c P_n = \underline{711 \text{ klb}}$$

PROBLEMAS

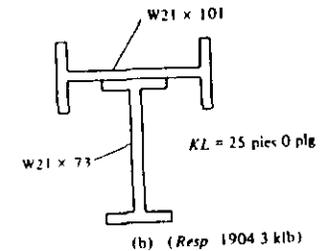
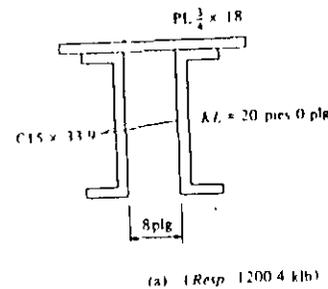
- 5-1. Usando acero A36 y el manual LRFD determine la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ de los siguientes miembros a compresión
- (a) W14 x 109 con $KL = 9$ pies (Resp. 937 klb)
 - (b) W12 x 58 con $KL = 17$ pies (Resp. 367 klb)
 - (c) S6 x 17.25 con $KL = 10$ pies (Resp. 34 klb)
- 5-2. Usando las especificaciones LRFD determine la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ de las siguientes columnas
- (a) W8 x 35 con extremos empotrados, $L = 16.6$ pies, acero A36
 - (b) W12 x 96 con extremos articulados, $L = 20$ pies, acero A36
 - (c) W10 x 68 con un extremo empotrado y el otro articulado, $L = 24.5$ pies, $F_y = 50$ klb/plg²
 - (d) W14 x 193 con extremos empotrados, $L = 22$ pies, $F_y = 50$ klb/plg²
 - (e) Tubo 10 Standard con extremos articulados, $L = 20$ pies, acero A36
 - (f) Dos ángulos de $8 \times 8 \times \frac{1}{4}$ separados por placas de nudo de $\frac{1}{4}$ en sus extremos; extremos articulados, $L = 24.5$ pies, acero A36
- 5-3. Una W14 x 53 con una cubreplaca de $\frac{1}{4} \times 12$ atornillada a cada patín se va a usar como columna con $KL = 18$ pies. Encuentre su resistencia de diseño $\phi_c P_n$ si el acero es A36 (Resp. $P_n = 760$ klb.)
- 5-4. Determine la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ de los siguientes miembros de acero A36 cargados axialmente en compresión.

Problemas



Problema 5-4

- 5-5. Calcule la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ de las columnas cargadas concéntricamente, mostradas en la figura; el acero tiene un $F_y = 50$ klb/plg².

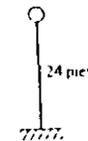
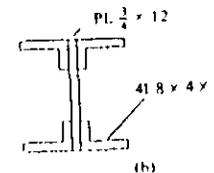
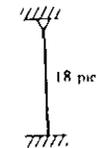
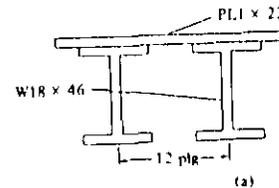


(a) (Resp. 1200.4 klb)

(b) (Resp. 1904.3 klb)

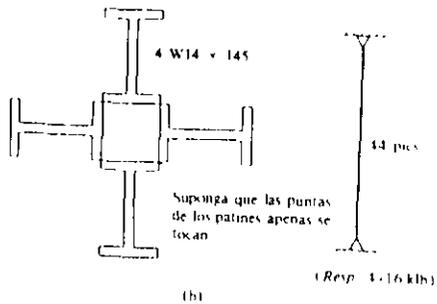
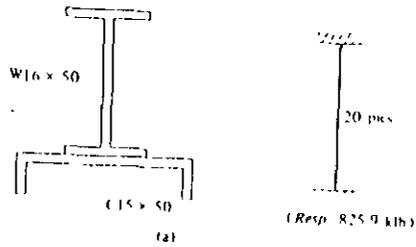
Problema 5-5

- 5-6. Calcule la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ de las columnas cargadas axialmente, mostradas en la figura, considere acero A36



Problema 5-6

- 5-7. Determine la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ de las columnas cargadas axialmente mostradas en la figura, considere acero A36



Problema 5-7

- 5-8. Una columna $W10 \times 68$ de 27 pies de altura, cargada axialmente está soportada en forma lateral a la mitad de su altura perpendicular a su eje y . Determine $\phi_c P_n$ para esta columna de acero A36 suponiendo factores de longitud efectiva = 1.0 en cada caso.

Diseño de miembros a compresión cargados axialmente

6-1 INTRODUCCION

En este capítulo se presentan los diseños de varias columnas cargadas axialmente. Se incluye la selección de perfiles sencillos, de perfiles W con cubreplacas y de secciones armadas construidas con canales. También se incluyen los diseños de miembros cuyas longitudes, sin soporte lateral son diferentes en las direcciones x y y , así como el dimensionamiento de celosía y placas de unión de secciones armadas con lados abiertos. Otro tema que se considera es el del pandeo por flexotorsión.

El diseño de columnas por medio de fórmulas es un proceso de tanteos o de aproximaciones sucesivas. El esfuerzo de diseño $\phi_c F_{cr}$ no se conoce hasta que se ha seleccionado un perfil y viceversa. Una vez que se escoge una sección de prueba, los valores r para esa sección pueden obtenerse y sustituirse en las ecuaciones apropiadas para determinar el esfuerzo de diseño. Los ejemplos 6-1, 6-3 y 6-4 ilustran este procedimiento.

El proyectista puede suponer un esfuerzo de diseño, dividir la carga factorizada de la columna entre ese esfuerzo para obtener un área estimada, seleccionar una sección, determinar su esfuerzo de diseño, multiplicar ese esfuerzo por el área de la sección transversal del perfil para obtener la resistencia de diseño del miembro y ver si la sección seleccionada está sobredimensionada o subdimensionada y si es así, escoger otra. El estudiante puede pensar que no tiene la suficiente experiencia o conocimientos para hacer una estimación inicial razonable del esfuerzo de diseño. Sin embargo, si el estudiante lee la información contenida en los siguientes párrafos podrá hacer inmediatamente excelentes estimaciones.

La relación de esbeltez efectiva (KL/r) de una columna promedio de 10 a 15 pies de longitud será aproximadamente de entre 40 y 60. Si se supone una KL/r en este intervalo para una columna particular y se sustituye en la ecuación apropiada (esto significa consultar las tablas en las que se han calculado ya los esfuerzos de diseño para valores KL/r de entre 0 y 200) el resultado dará en general, una estimación satisfactoria del esfuerzo de diseño.



Torre State Office II en Columbus, Ohio (Cortesía de Owen Steel Company, Inc.)

En el ejemplo 6.1 se selecciona una columna con $KL = 10$ pies usando las fórmulas del manual LRFD. Se supone una relación de esbeltez efectiva de 50, el esfuerzo de diseño para ese valor se determina en la tabla 3-36 en la sexta parte del manual y luego la carga factorizada de la columna se divide entre este esfuerzo para obtener un área estimada para la columna. Después de seleccionar una sección de prueba con esta área aproximada, se determinan su relación de esbeltez y su resistencia de diseño. El primer tamaño estimado en el ejemplo 6-1, aunque bastante cerca-

6-1 Introducción

no, es aún algo pequeño y al ensayar la siguiente sección mayor en la serie de perfiles se encuentra que es satisfactoria.

Para estimar la relación de esbeltez efectiva para una columna particular, el proyectista puede escoger un valor algo mayor que los del intervalo de 40 a 60 si la columna es mucho mayor de 10 o 15 pies y viceversa. Una columna con una carga factorizada muy grande, digamos de 750 a 1000 klb o más, requerirá un radio de giro grande y el proyectista escogerá entonces un menor valor de KL/r . Para miembros de soporte lateral ligeramente cargados se pueden escoger relaciones de esbeltez tal vez mayores de 100.

EJEMPLO 6-1

Seleccione el perfil W14 más ligero disponible de acero A36 para las cargas de servicio $P_D = 100$ klb y $P_L = 160$ klb. $KL = 10$ pies.

Solución:

$$P_u = (1.2)(100) + (1.6)(160) = 376 \text{ klb}$$

$$\text{Suponemos } \frac{KL}{r} = 50$$

$$\phi_c F_{cr} \text{ de la tabla 3-36, sexta parte} = 26.83 \text{ klb/plg}^2$$

$$A \text{ requerida} = \frac{376}{26.83} = 14.01 \text{ plg}^2$$

$$\text{Ensaye W14} \times 48 (A = 14.1 \text{ plg}^2, r_x = 1.91 \text{ plg})$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(12)(10)}{1.91} = 62.83$$

$$\phi_c F_{cr} = 24.86 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = (24.86)(14.1) = 350 \text{ klb} < 376 \text{ klb}$$

NG

$$\text{Ensaye W14} \times 53 (A = 15.6 \text{ plg}^2, r_x = 1.92 \text{ plg})$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(12)(10)}{1.92} = 62.5$$

$$\phi_c F_{cr} = 24.91 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = 388.6 \text{ klb} > 376 \text{ klb}$$

OK

Use W14 × 53

6-2 TABLAS DE DISEÑO SEGUN EL METODO LRFD

En el ejemplo 6-2 se utiliza la segunda parte del manual LRFD para seleccionar varios perfiles de columnas sin tener que emplear el método de tanteos. Esas tablas proporcionan resistencias axiales de diseño ($\phi_c P_n$) para varias longitudes efectivas prácticas de los perfiles usados comúnmente como columnas (W, M, S, tubos, tubulares, pareja de ángulos y tes estructurales). Los valores están dados con respecto al radio de giro mínimo para aceros con F_y de 36 y 50 klb/plg² (exceptuando a los tubulares cuadrados y rectangulares que sólo están disponibles en acero $F_y = 46$ klb/plg²)

El uso de las tablas es muy sencillo; se toma el valor KL para la dirección débil en pies, se consulta la tabla apropiada por el lado izquierdo y se procede horizontalmente a través de ella. Bajo cada perfil se indica la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ para esa KL y para la F_y escogida. Por ejemplo, supongamos que tenemos una carga factorizada de diseño $P_u = \phi_c P_n = 800$ klb, una $K_y L_y = 12$ pies y queremos seleccionar el perfil W14 más ligero disponible en acero A36. Consultamos las tablas con $KL = 12$ pies en la columna izquierda y leemos de izquierda a derecha para un A36, los números 6260, 5700, 5170 klb, etc., hasta que varias páginas después encontramos los valores 823 y 749 klb. El valor 749 klb no es suficiente y regresamos al valor 823 klb que queda en la W14 x 99. Un procedimiento similar puede seguirse para los otros perfiles disponibles.

El ejemplo 6-2 ilustra la selección de secciones W, tubos y tubulares. Es posible soportar la carga de una columna dada con un tubo estándar, con un tubo extrafuerte que tiene menor diámetro, pero paredes más gruesas y, por consiguiente, es más pesado y caro o bien, con un tubo superfuerte que tiene un diámetro aún menor y paredes y peso aún mayor.

EJEMPLO 6-2

Usando las tablas de columnas en la segunda parte del manual LRFD,

(a) Seleccione el perfil W más ligero disponible para las cargas, acero y KL del ejemplo 6-1.

(b) Seleccione los tubos estándar, extrafuerte y superfuerte más ligeros disponibles para las condiciones dadas en (a).

(c) Seleccione los tubulares cuadrado y rectangular más ligeros disponibles para las condiciones dadas en (a), excepto que $F_y = 46$ klb/plg².

Solución:

(a) Consulte las tablas con $K_y L_y = 10$ pies y $P_u = \phi_c P_n = 376$ klb; obtenemos:

$$W14 \times 53 (\phi_c P_n = 389 \text{ klb})$$

$$W12 \times 53 (\phi_c P_n = 422 \text{ klb})$$

6-2 Tablas de diseño según el método LRFD

$$W10 \times 49 (\phi_c P_n = 392 \text{ klb}) \leftarrow$$

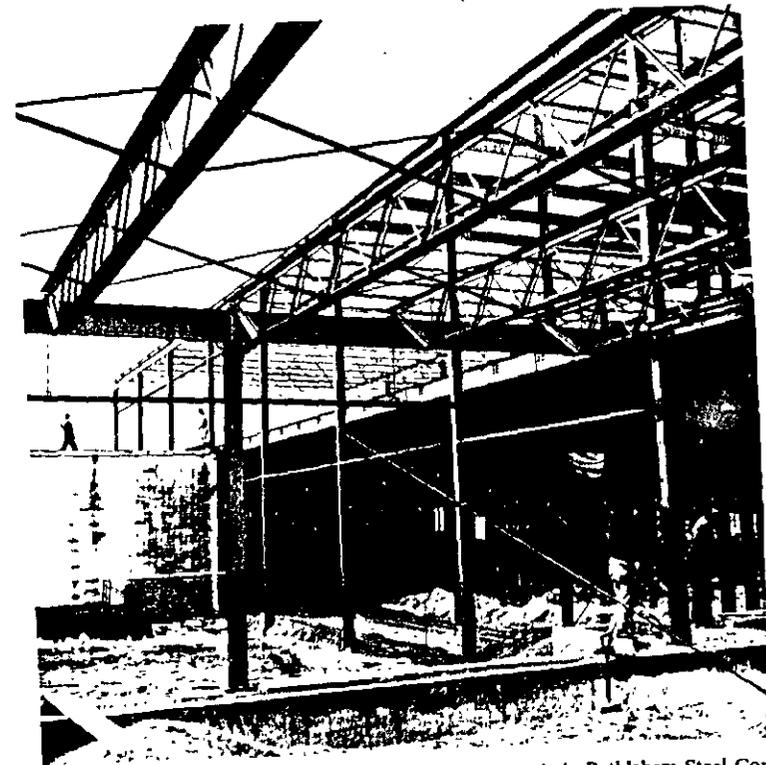
$$W8 \times 58 (\phi_c P_n = 441 \text{ klb})$$

Use W10 x 49

(b) Tubos

Tubo estándar 12 ($\phi_c P_n = 429$ klb); peso = 49.56 lb/pie
 Tubo extrafuerte 10 ($\phi_c P_n = 465$ klb); peso = 54.74 lb/pie
 Tubo superfuerte 6 ($\phi_c P_n = 399$ klb); peso = 53.16 lb/pie

(c) Tubulares cuadrados y rectangulares ($F_y = 46$ klb/plg²)



Edificio de la Eversharp, Inc. en Milford, Conn. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation)

$$8 \times 8 \times \frac{1}{8} (\phi_c P_n = 392 \text{ klb}); \text{ peso} = 37.60 \text{ lb/pie}$$

$$8 \times 6 \times \frac{1}{2} (\phi_c P_n = 404 \text{ klb}); \text{ peso} = 42.05 \text{ lb/pie}$$

En la fig. 6-1 se muestra una columna cargada axialmente con restricción lateral en su dirección débil. El ejemplo 6-3 ilustra el diseño de dicha columna con longitudes no soportadas diferentes en las direcciones x y y . El estudiante puede resolver fácilmente este problema por tanteos. Se escoge un perfil de prueba como se describió en la sección 6-1 de este capítulo, se calculan los valores $(KL/r)_x$ y $(KL/r)_y$, se determina $\phi_c F_{cr}$ y se multiplica por A_g para obtener $\phi_c P_n$. Luego, si es necesario, se prueba otro perfil y así sucesivamente.

En la exposición siguiente suponemos que K es la misma en ambas direcciones. Entonces si queremos tener iguales resistencias respecto a los ejes x y y , se debe cumplir la relación

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{L_y}{r_y}$$

Para que L_x sea equivalente a L_y , debemos tener

$$L_x = L_y \frac{r_x}{r_y}$$

Si $L_y(r_x/r_y)$ es menor que L_x , entonces L_x rige; si es mayor que L_x , entonces rige L_y .

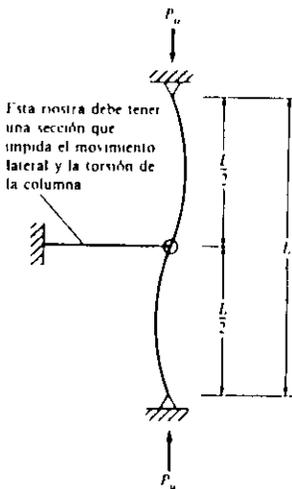


Figura 6-1 Columna restringida lateralmente a la mitad de su altura en su dirección débil

Basándose en la información anterior, el manual LRFD proporciona un modo mediante el cual puede seleccionarse un perfil con pocos tanteos, cuando las longitudes sin soporte lateral son diferentes. Se consulta la tabla apropiada con $K_y L_y$, se escoge un perfil, se toma el valor dado para r_x/r_y en la tabla para ese perfil y se multiplica por L_y . Si el resultado es mayor que $K_x L_x$, entonces $K_y L_y$ rige y el perfil escogido inicialmente es el correcto. Si el resultado de la multiplicación es menor que $K_x L_x$, entonces $K_x L_x$ rige y se tendrá que volver a consultar las tablas con un $K_x L_x$ mayor e igual a $K_x L_x(r_x/r_y)$ y seleccionar el perfil final.

EJEMPLO 6-3

Seleccione el perfil W12 más ligero para las siguientes condiciones: acero A36, $P_u = 670$ klb, $K_x L_x = 26$ pies y $K_y L_y = 13$ pies.

- (a) Por tanteos
- (b) Usando las tablas del manual LRFD

Solución:

- (a) Por tanteos

Suponemos $\frac{KL}{r} = 50$

$$\phi_c F_{cr} = 26.83 \text{ klb/plg}^2$$

$$A \text{ requerida} = \frac{670}{26.83} = 24.97 \text{ plg}^2$$

Ensaye W12x87 ($A = 25.6 \text{ plg}^2$, $r_x = 5.38 \text{ plg}$, $r_y = 3.07 \text{ plg}$)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{(12)(26)}{5.38} = 57.99$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{(12)(13)}{3.07} = 50.81$$

$$\phi_c F_{cr} = 25.63 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = (25.63)(25.6) = 656 \text{ klb} < 670 \text{ klb} \quad \text{NG}$$

el perfil no es satisfactorio.

Revisando el siguiente perfil W12 en la tabla (96 lb) vemos que sí es satisfactorio.

Use W12x96

- (b) Usando las tablas

Consulte las tablas con $K_y L_y = 13$ pies

Ensaye la $W12 \times 87$ $\left(\frac{r_x}{r_y} = 1.75\right)$

$$(K, L_u) \left(\frac{r_x}{r_y}\right) = (1.3)(1.75) = 2.275 < K, L_c \quad \text{Por tanto, } K, L_u \text{ rige.}$$

Volvemos a consultar las tablas con $K, L_u = \frac{K, L_c}{r_x/r_y} = \frac{26}{1.75} = 14.86$

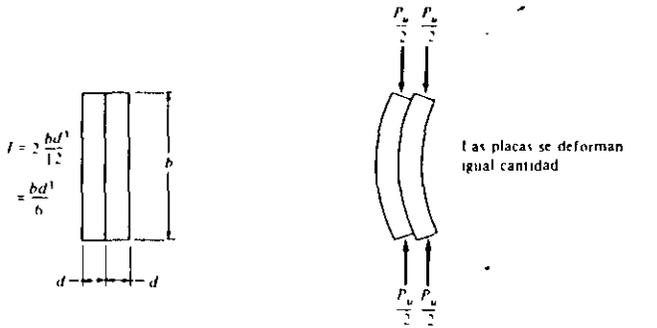
Use $W12 \times 96$

6-3 MIEMBROS ARMADOS CON SUS COMPONENTES EN CONTACTO

Si una columna consta de dos placas de igual tamaño sin estar conectadas entre sí, como se muestra en la fig. 6-2, cada placa actuará como una columna aislada que resistirá aproximadamente la mitad de la carga total de la columna. En otras palabras, el momento de inercia total de la columna será igual a dos veces el momento de inercia de una placa. Las dos "columnas" se comportarán igual y tendrán iguales deformaciones como se aprecia en la parte (b) de la figura.

Si las dos placas están conectadas en forma tal que el deslizamiento entre éstas se impida, como se muestra en la fig. 6-3, trabajarán como una unidad. Su momento de inercia se calculará para todo el conjunto armado de la sección y será cuatro veces más grande de lo que lo era para la columna de la fig. 6-2 donde no estaba impedido el deslizamiento. El lector debe observar que las placas de la columna en la fig. 6-3 se deformarán con magnitudes diferentes al flexionarse lateralmente la columna.

Si las placas están unidas sólo en unos cuantos puntos, la resistencia de la columna resultante tendrá un valor intermedio entre los dos casos antes descritos.



(a) Sección transversal de la columna (b) Configuración deformada de la columna

Figura 6-2 Columna formada por dos placas sin ligazón entre ellas.

6-3 Miembros armados con sus componentes en contacto

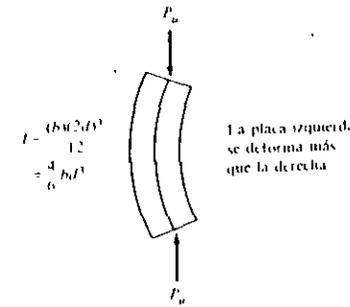


Figura 6-3 Columna formada por dos placas totalmente ligadas entre sí.

En la fig. 6-2 (b) se observa que el desplazamiento máximo entre las dos placas se presenta en los extremos y el mínimo a la mitad de la altura. En consecuencia, los conectores tipo fricción colocados en los extremos de la columna serán más efectivos que los colocados a la mitad de la altura. (Los conectores tipo fricción se estudian en el capítulo 12.)

Si las placas se conectan en sus extremos con conectores tipo fricción, esos extremos se deformarán conjuntamente y la columna adoptará la forma mostrada en la fig. 6-4. Al mantenerse unidos los extremos de la columna, ésta se deformará en forma de una S como se ve en la figura.

Si la columna se flexionase en forma de S, su factor K será teóricamente igual a 0.5 y su valor KL/r será el mismo que el de la columna conectada en forma continua mostrada en la fig. 6-3.¹

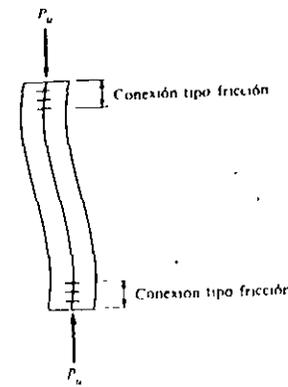


Figura 6-4

¹ J. A. Yura, *Elements for Teaching Load and Resistance Factor Design* (Elementos para enseñar el diseño por factores de carga y resistencia) (Chicago: AISC, julio 1987), págs. 17-19

$$\frac{KL}{r} \text{ para la columna de la fig. 6-3} = \frac{(1)(L)}{\sqrt{\frac{1}{8}bd^3/2bd}} = 1.732L$$

$$\frac{KL}{r} \text{ para la columna unida en sus extremos, mostrada en la fig. 6-4} = \frac{(0.5)(L)}{\sqrt{\frac{1}{8}bd^3/2bd}} = 1.732L$$

Entonces, los esfuerzos de diseño son iguales para los dos casos y las columnas resistirán la misma carga. Esto es cierto para el caso particular descrito aquí, pero no es aplicable para el caso común en donde las partes de la columna en la fig. 6-4 empiezan a separarse.

6-4 REQUISITOS DE CONEXION EN COLUMNAS ARMADAS CUYAS COMPONENTES ESTAN EN CONTACTO

La especificación LRFD-E4 presenta varios requisitos respecto a las columnas armadas. Cuando dichas columnas constan de componentes diferentes que están en contacto y que se apoyan en placas de base o superficies laminadas, éstas deben conectarse en sus extremos con tornillos o soldadura. Si se sueldan, las longitudes de los cordones deben ser iguales, por lo menos al ancho máximo del miembro. Si se usan tornillos, éstos no deben espaciarse longitudinalmente a más de cuatro diámetros entre centros y la conexión debe extenderse en una distancia igual, por lo menos a $1\frac{1}{2}$ veces el ancho máximo del miembro.

La especificación LRFD también requiere el uso de conexiones soldadas o atornilladas entre las conexiones de extremo descritas en el párrafo anterior. Estas deben ser capaces de transmitir los esfuerzos calculados. Si se desea tener un ajuste perfecto sobre todas las superficies en contacto de las componentes, puede ser necesario colocar los conectores más cerca aún que lo requerido para la transmisión del cortante.

Cuando una componente de una columna armada consta de una placa exterior, la especificación LRFD estipula un espaciamiento específico máximo para los conectores. Si se usan cordones intermitentes a lo largo de los bordes de las componentes o si se usan tornillos a lo largo de las líneas de gramil en cada sección, su separación máxima no debe ser mayor que $127/\sqrt{F}$, veces el espesor de la placa exterior más delgada ni de 12 plg. Si los tornillos se colocan en forma escalonada sobre cada línea de gramil, su separación en cada línea no debe ser mayor que $190/\sqrt{F}$, veces el espesor de la parte más delgada ni de 18 plg.

En la especificación LRFD-E4 se dan otros valores para espaciamentos de miembros armados hechos de acero intemperizado sin pintar.

En la exposición que sigue, la letra a representa la distancia entre conectores y r , es el radio de giro mínimo de una componente de la columna. Según los resul-

6-4 Requisitos de conexión en columnas armadas

tados de pruebas, si la relación a/r_i es ≤ 50 , todas las partes de una columna armada actuarán en conjunto como una unidad. Si la relación es mayor que 50, las especificaciones LRFD requieren que se use una relación de esbeltez $(KL/r)_m$ modificada o mayor para determinar el esfuerzo de diseño, en vez del valor $(KL/r)_0$ que se usaría si la sección transversal completa fuese totalmente efectiva. El valor modificado es el siguiente:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i} - 50\right)^2} \quad (\text{Fórmula LRFD-E4-2})$$

Esta ecuación es sólo aplicable al eje de pandeo respecto al cual se requieren conectores para resistir el cortante.

Debe recordarse claramente que la resistencia de diseño de una columna armada se reduce si la separación de los conectores es tal que una de las componentes de la columna pueda pandearse antes de que se pandee la columna en su conjunto. Tal situación se puede prevenir si la relación a/r_i se mantiene \leq que la relación que rige para todo el miembro o sea, menor que $(KL/r)_x$ o que $(KL/r)_y$, según sea el caso.

Para las columnas armadas cuyas componentes están conectadas sólo en sus extremos con tornillos de ajuste apretados (descritos en el capítulo 12), las especificaciones LRFD establecen que debe usarse la siguiente relación de esbeltez:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (\text{Fórmula LRFD-E4-1})$$

Las tablas para columnas de ángulos en la segunda parte del manual LRFD se elaboraron con base en la relación de esbeltez modificada y al pandeo flexotorsionante como se describió en la sección 6-5.

El ejemplo 6-4 ilustra el diseño de una columna cuya sección transversal es un perfil W con cubreplacas soldadas a sus patines como se muestra en la fig. 6-5. Se supone que las placas están conectadas al perfil W en sus extremos y en puntos intermedios, de modo que las partes trabajan conjuntamente y que $a/r_i \leq 50$. Como este tipo de sección no se muestra en las tablas de columnas del manual LRFD, es necesario usar un procedimiento de tanteos. Se supone una relación de esbeltez efectiva;

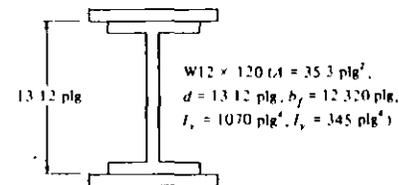


Figura 6-5

se determina $\phi_c F_{cr}$ para esa KL/r ; se divide la carga de diseño de la columna entre $\phi_c F_{cr}$ para estimar el área total requerida. El área de la sección W se resta del área total estimada para obtener el área de las cubreplacas. Se escoge un tamaño de cubreplaca y se calcula $\phi_c P_n$ para toda la sección después de lo cual puede ser necesario revisar el tamaño de la cubreplaca y ensayar nuevamente otro tamaño.

EJEMPLO 6-4

Se desea diseñar una columna de acero A36 para una $P_u = 1740$ klb y una $KL = 14$ pies. Se dispone de una W12 x 120 (para la cual $\phi_c P_n = 928$ klb según las tablas en la segunda parte del manual). Diseñe las cubreplacas soldadas a la sección W como se muestra en la fig. 6-5 para que la columna soporte la carga indicada. Suponga $a/r_f \leq 50$.

Solución:

Se supone $\frac{KL}{r} = 40$

$$\phi_c F_{cr} = 28.13 \text{ klb/plg}^2$$

$$A \text{ necesaria} = \frac{1740}{28.13} = 61.86 \text{ plg}^2$$

$$- A \text{ de una W12 x 120} = 35.30$$

$$A \text{ de 2 cubreplacas} = 26.56 \text{ plg}^2 \text{ o } 13.28 \text{ plg}^2 \text{ cada una}$$

Ensaye 1 PL $\frac{1}{4}$ x 18 en cada patin*

$$A = 35.30 + (2)(\frac{1}{4})(18) = 62.3 \text{ plg}^2$$

$$I_x = 1070 + (2)(\frac{1}{4})(18)(\frac{1}{4})^2 + (2)(\frac{1}{4})(18)(6.935)^2 = 2369 \text{ plg}^4$$

$$I_y = 345 + (2)(\frac{1}{4})(\frac{1}{4})(18)^2 = 1074 \text{ plg}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{1074}{62.3}} = 4.15 \text{ plg}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(12)(14)}{4.15} = 40.48$$

$$\phi_c F_{cr} = 28.07 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = (28.07)(62.3) = 1749 \text{ klb} \sim 1740 \text{ klb}$$

OK

Use W12 x 120 con una cubreplaca $\frac{1}{4}$ x 18 en cada patin*

*Se podrían seleccionar muchas otras placas diferentes

6-4 Requisitos de conexión en columnas armadas

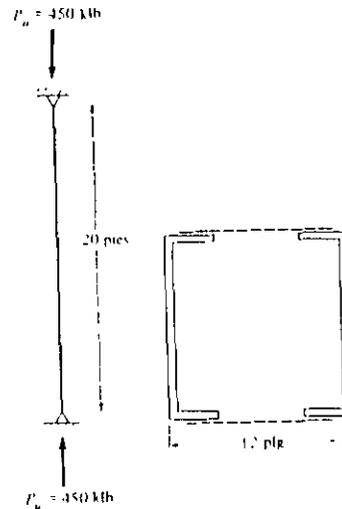


Figura 6-6

El diseño de otra sección armada se presenta en el ejemplo 6-5 en donde se selecciona un par de canales para el miembro a compresión.

EJEMPLO 6-5

Seleccione un par de canales de 12 plg de acero A36 para la columna y carga mostradas en la fig. 6-6. La distancia entre espalda y espalda de los canales es de 12 plg.

Solución:

Suponga $\frac{KL}{r} = 50$

$$\phi_c F_{cr} = 26.83 \text{ klb/plg}^2$$

$$A \text{ necesaria} = \frac{450}{26.83} = 16.77 \text{ plg}^2$$

Ensaye 2C12 x 30s (Para cada canal $A = 8.82 \text{ plg}^2$, $I_x = 162 \text{ plg}^4$, $I_y = 5.14 \text{ plg}^4$, $\bar{x} = 0.674 \text{ plg}$)

$$I_x = (2)(162) = 324 \text{ plg}^4$$

$$I_y = (2)(5.14) + (2)(8.82)(5.326)^2 = 511 \text{ plg}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{324}{(2)(8.82)}} = 4.29 \text{ plg}$$

$$KL = (1.0)(20) = 20 \text{ pies}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(12)(20)}{4.29} = 55.94$$

$$\phi_c F_{cr} = 25.95 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = (25.95)(17.64) = 457.8 \text{ klb} > 450 \text{ klb}$$

Use 2C12 x 30s

OK

6-5 PANDEO FLEXOTORSIONAL DE MIEMBROS A COMPRESION

Los miembros estructurales cargados axialmente a compresión pueden fallar teóricamente de tres maneras diferentes: por pandeo flexionante, por pandeo torsionante o por pandeo flexotorsionante.

El pandeo flexionante (llamado también pandeo de Euler) es el que se ha considerado hasta ahora en nuestro tratamiento de las columnas, en este caso hemos calculado las relaciones de esbeltez para los ejes principales de la columna y determinado el $\phi_c F_{cr}$ para la mayor relación obtenida. Las columnas con secciones con doble simetría (como las secciones W) están sujetas sólo a pandeo flexionante y a pandeo torsionante.

Como el pandeo torsionante puede ser muy complejo es conveniente evitar que se presente. Esto puede lograrse por medio de un cuidadoso arreglo de los miembros y proporcionando soportes que impidan el movimiento lateral y la torcedura. Si se suministran suficientes soportes laterales en los extremos y en los puntos intermedios, el pandeo flexionante será el que siempre domine. Los valores dados en las tablas de columnas del manual LRFD para los perfiles W, M, S, tubos y tubulares, se basan en el pandeo flexionante.

Las secciones abiertas (W, M, canales, etc.) tienen poca resistencia a la torsión, pero no así los perfiles en caja. Entonces, si se presenta un caso de torsión, es aconsejable usar secciones en caja, o bien, a las secciones W adaptarles placas laterales

soldadas (). Otra manera como pueden simplificarse los problemas de torsión, es reducir las longitudes de los miembros sujetos a esta torsión.

Para un perfil con simetría simple (T o JL) el pandeo de Euler puede ocurrir respecto a los ejes x o y. Para ángulos de lados iguales, puede ocurrir respecto al eje z. Para todas estas secciones, el pandeo flexionante es siempre una posibilidad y puede llegar a dominar. (Siempre será este el caso para columnas formadas de un solo ángulo de lados desiguales.) Los valores dados en las tablas de columnas del

6-5 Pandeo flexotorsional de miembros a compresión

manual LRFD para ángulos dobles y tes estructurales, fueron calculados para pandeo respecto al eje débil (x o y) y para pandeo flexotorsionante.

Generalmente se usan perfiles simétricos como columnas. La torsión no ocurrirá en tales secciones si las líneas de acción de las cargas laterales pasan por el centro de cortante. El centro de cortante es aquel punto de la sección transversal a través del cual debe pasar la resultante de las cargas laterales para que no ocurra torsión. Los cálculos necesarios para localizar los centros de cortante se presentan en el capítulo 10. Los centros de cortante de las secciones con doble simetría se localizan en sus centroides. Esto no ocurre necesariamente para otras secciones como canales y ángulos. En la fig. 6-7 se muestran los centros de cortante de varios tipos de secciones, así como sus coordenadas x_0 , y_0 respecto a sus centroides. Estos valores se necesitan en las fórmulas del pandeo por flexotorsión que se presentan más adelante en esta sección.

Aunque las cargas pasen por el centro de cortante, el pandeo torsional puede aún presentarse. Si se carga cualquier sección a través de su centro de cortante no ocurrirá torsión; sin embargo, se debe calcular la resistencia al pandeo torsional de esos elementos, esto es, la carga de pandeo no depende de la naturaleza de la carga axial o transversal sino de las propiedades de la sección transversal, de la longitud de la columna y de las condiciones de apoyo.

El proyectista promedio no considera el pandeo torsional de perfiles simétricos o el pandeo flexotorsional de perfiles asimétricos. El considera que esas condiciones no rigen en la determinación de la carga crítica o por lo menos, que no la afectan mucho. Sin embargo, cuando se tienen columnas asimétricas o incluso columnas simétricas hechas con placas delgadas, encontramos que el pandeo torsional o el flexotorsional puede reducir bastante la capacidad de la columna.

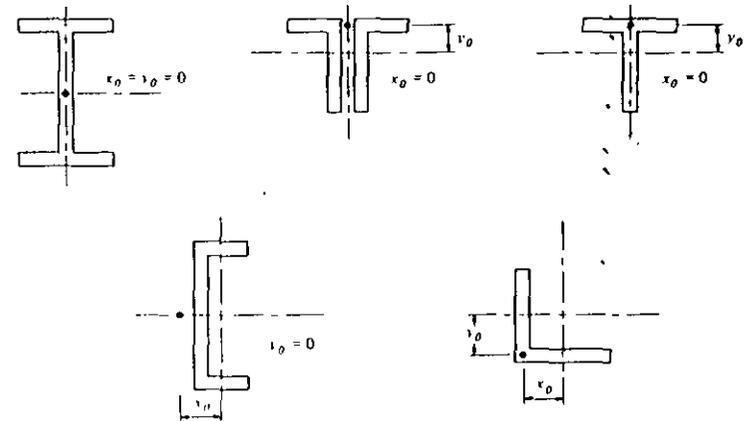


Figura 6-7 Posición del centro de cortante de algunas secciones comunes para columnas.

En el apéndice E de las especificaciones LRFD se presenta una larga lista de fórmulas para calcular la resistencia flexotorsional de secciones de columnas. Los valores dados para las resistencias de diseño de columnas (valores $\phi_c P_n$) formadas de ángulos dobles y tes en la segunda parte del manual LRFD, se basan en esas fórmulas. El manual no proporciona tablas para columnas formadas por ángulos simples. Se indica en el manual que esto se debe a la dificultad de cargar tales miembros concéntricamente. Esto resulta extraño porque aun si ángulos dobles o tes se cargan concéntricamente, el pandeo flexotorsional se puede todavía presentar. ¿Por qué entonces el manual no proporciona tablas de carga similares para ángulos simples? En el manual se considera que en la práctica, las excentricidades reales de los miembros formados de ángulos simples son muy grandes y que ignorar esas excentricidades puede conducir al uso de miembros subdiseñados. Esto implica que el proyectista que use puntales de un solo ángulo, tendrá que emplear las fórmulas de flexotorsión y tomar en cuenta alguna excentricidad posible de la carga. Un ejemplo para un problema de este tipo se presenta en las páginas 2-49 y 2-50 del manual.

Para la flexotorsión, $P_n = \phi_c P_n = \phi_c A_g F_c$ con $\phi_c = 0.85$ y F_c se determina con las fórmulas dadas a continuación

$$\text{Si } \lambda_c \sqrt{Q} < 1.5$$

$$F_c = Q(0.658^{Q\lambda_c^2})F_c \quad (\text{A-E3-2})$$

$$\text{Si } \lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$$

$$F_c = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_c \quad (\text{A-E3-3})$$

en donde $Q = 1.0$ para elementos que cumplan con las relaciones λ_c de ancho a espesor de la sección B5.1 de las especificaciones LRFD y si no se calcula como se indica en los apéndices E3 y B5.3

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_c}{F_c}} \quad (\text{A-E3-4})$$

F_c = esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexotorsión.

Para perfiles con simetría doble.

$$F_c = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{A-E3-5})$$

Para perfiles con simetría simple en los que el eje y de simetría:

$$F_c = \frac{F_{c1} + F_{c2}}{2H} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4I_x F_{c2} H}{(F_{c1} + F_{c2})}} \right] \quad (\text{A-E3-6})$$

6-5 Pandeo flexotorsional de miembros a compresión

Para perfiles sin simetría, F_c es la menor raíz de la siguiente ecuación cúbica:

$$(F_c - F_{c1})(F_c - F_{c2})(F_c - F_{c3}) - F_c^2 (F_c - F_{c1}) \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 - F_c^2 (F_c - F_{c2}) \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 = 0 \quad (\text{A-E3-7})$$

Una forma más conveniente para esta ecuación es la siguiente:

$$HF_c^3 + \left[\frac{1}{r_0^2} (y_0 F_{c1} + x_0^2 F_{c2}) - (F_{c1} + F_{c2} + F_{c3}) \right] F_c^2 + (F_{c1} F_{c2} + F_{c2} F_{c3} + F_{c1} F_{c3}) F_c - F_{c1} F_{c2} F_{c3} = 0$$

K_x = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

G = módulo de cortante (klb/plg²)

C_w = constante de alabeo (plg⁴)

J = constante de torsión (plg⁴)

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (\text{A-E3-8})$$

$$H = 1 + \left(\frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2} \right) \quad (\text{A-E3-9})$$

$$F_{c1} = \frac{\pi^2 E}{(K L / r_1)^2} \quad (\text{A-E3-10})$$

$$F_{c2} = \frac{\pi^2 E}{(K L / r_2)^2} \quad (\text{A-E3-11})$$

$$F_{c3} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A r_0^2} \quad (\text{A-E3-12})$$

Los valores de C_w , J , r_0 y H se dan para muchas secciones en las tablas *Flexural-Torsional Properties* (Propiedades flexotorsionales) en la primera parte del manual.

En el ejemplo 6-6, el autor utiliza estas fórmulas para una columna formada con dos ángulos. El valor resultante para $\phi_c P_n$ coincide con el que se da en el manual.

EJEMPLO 6-6

Determine (a) la resistencia por pandeo torsional y (b) la resistencia por pandeo flexotorsional de una columna de 18 pies articulada en sus extremos, formada de dos ángulos de $8 \times 6 \times \frac{1}{2}$ (con sus lados largos paralelos) con una placa de $\frac{3}{8}$ entre

6/Diseño de miembros a compresión cargados axialmente

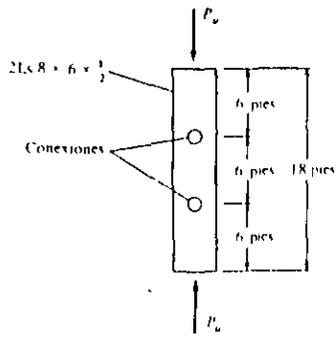


Figura 6-8

ellos. Los ángulos, de acero A36, están conectados entre sí a cada 6 pies con tornillos de alta resistencia totalmente tensados, como se muestra en la fig. 6-8. La sección transversal de la columna se muestra en la fig. 6-9 $G = 11\,200 \text{ klb/plg}^2$ y $K = 1.0$

Solución:

Las propiedades de la sección son: ($A = 13.5 \text{ plg}^2$, $r_x = 2.56 \text{ plg}$, $r_y = 1.30 \text{ plg}$ (para un solo ángulo) y $r_x = 2.44 \text{ plg}$)

(a) Pandeo flexionante

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(12 \times 18)}{2.44} = 88.52$$

$$\phi_c F_{cr} = 20.26 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = (20.26)(13.5) = \underline{\underline{273.5 \text{ klb}}}$$

(b) Pandeo flexotorsionante

La sección transversal del miembro se muestra en la fig. 6-9 junto con algunas propiedades necesarias para los cálculos.



Figura 6-9

6-5 Pandeo flexotorsional de miembros a compresión

En las tablas se lee: $J = 0.584 \text{ plg}^4$,

$C_w = 2.280 \text{ plg}^6$,

$r_0 = 4.18 \text{ plg}$,

$H = 0.718$

Revisión de los valores para r_0 y H :

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2 = 0^2 + 2.22^2 + 2.56^2 + 2.44^2$$

$$\bar{r}_0 = 4.18 \text{ plg}$$

$$H = 1 - \frac{0^2 + 2.22^2}{(4.18)^2} = 0.718$$

Cálculo de los valores F_{cr} , F_{cr} y F_r :

$$\frac{a}{r_x} = \frac{72}{1.30} = 55.38 > 50 \text{ Use } \left(\frac{KL}{r}\right)_m \text{ en vez de } \frac{K_y L_y}{r_y}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \frac{(1.0)(12 \times 18)}{2.44} = 88.52$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{(88.52)^2 + (55.38 - 50)^2} = 88.68$$

$$F_{cr} = \frac{(\pi^2)(29\,000)}{(88.68)^2} = 36.40 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_{cr} = \left[\frac{(\pi)^2(29\,000)(2 \times 2.28)}{(1.0 \times 12 \times 18)^2} + 11\,200 \times 2 \times 0.584 \right] \frac{1}{(13.5)(4.18)^2} = 55.58 \text{ klb/plg}^2$$

$$F_r = \frac{36.40 + 55.58}{(2)(0.718)} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(4)(36.40)(55.58)(0.718)}{(36.40 + 55.58)^2}} \right] = 28.20 \text{ klb/plg}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_r}} = \sqrt{\frac{36}{28.20}} = 1.130 < 1.5$$

$$\phi_c F_{cr} = (0.85)(0.911 \times 36)(0.658)^{1.130} = 16.34 \text{ klb/plg}^2$$

en donde F_c se multiplica por $Q_c = 0.911$ (pág. 1-89 del manual) por tratarse de un elemento esbelto sin atesar.

$$\phi_c P_n = (16.34)(13.5) = \underline{220.6 \text{ klb}}$$

que coincide con el valor dado en la pág. 2-59 del manual. Este valor es 11.5% menor que el valor correspondiente al pandeo flexionante.

6-6 CELOSIA Y PLACAS DE UNION

Se estudió ya en el capítulo 5, lo necesario que son los miembros estructurales a compresión armados en puentes y en grandes edificios. Cuando los miembros constan de más de un perfil es necesario conectar sus componentes a través de sus lados abiertos. El propósito de la celosía es mantener paralelas y a las distancias correctas las diversas partes del miembro con objeto de uniformar la distribución de esfuerzos en ellas. El estudiante entenderá la necesidad de la celosía si considera un miembro estructural armado que conste de varios perfiles (como el miembro formado por cuatro ángulos en la fig. 5-1) y que soporte una fuerte carga de compresión. Cada una de las partes tiende a pandearse lateralmente en forma individual a menos que éstas estén unidas entre sí y trabajen en conjunto para recibir la carga. Además de la celosía, es necesario proporcionar placas de unión tan cerca de los extremos como sea posible y en puntos intermedios si la celosía se interrumpe. Las partes (a) y (b) de la fig. 6-10 muestran distintos arreglos de celosías y placas de unión. Otras posibilidades se muestran en las partes (c) y (d) de la misma figura.

La falla de varias estructuras se ha atribuido a una celosía insuficiente en miembros armados comprimidos. Tal vez el caso mejor conocido fue la falla del puente Quebec en 1907. Después de la falla, la opinión general respecto al colapso de este puente fue que la celosía de las cuerdas a compresión eran muy débiles.

Las dimensiones de las placas de unión y de la celosía por lo general están determinadas por las especificaciones. En la sección E, sexta parte de las especificaciones LRFD se estipula que las placas de unión deberán tener un espesor igual a por lo menos $1/50$ veces la distancia entre las líneas de conectores o cordones de soldadura y una longitud paralela al eje del miembro principal igual, por lo menos, a la distancia entre las líneas de conectores.

La celosía consta generalmente de barras planas, pero puede formarse ocasionalmente con ángulos, cubreplacas perforadas, canales u otros perfiles laminados. Estas piezas deben espaciarse de modo que las partes individuales conectadas no tengan valores L/r entre conexiones mayores que el valor que rija para el miembro armado completo. (El valor que rige para el miembro armado completo es KL/r_c .) Se supone que la celosía está sujeta a una fuerza cortante normal al miembro igual a y no menor que el 2% de la resistencia de diseño por compresión $\phi_c P_n$ del miembro. Las fórmulas para columnas se usan para diseñar la celosía en la forma usual. La relación de esbeltez se limita a 140 para celosía simple y a 200 para celosía doble.

6-6 Celosía y placas de unión

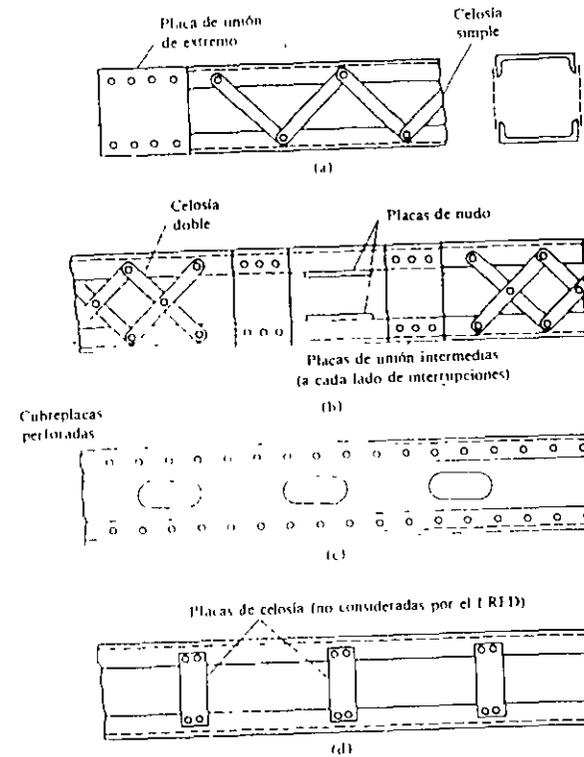


Figura 6-10

Si la distancia entre líneas de conectores es mayor que 15 plg deberá usarse celosía doble o bien, celosía simple a base de ángulos.

En vez de celosía y placas de unión, se permite el uso de cubreplacas continuas en los lados abiertos de las secciones armadas. Si se necesitan agujeros de acceso, estas placas se denominan cubreplacas perforadas. Generalmente se ignoran las concentraciones de esfuerzos, así como los esfuerzos secundarios por flexión, pero las fuerzas cortantes laterales deben revisarse. (Se supone que el ancho no soportado de las cubreplacas perforadas contribuye a la resistencia de diseño $\phi_c P_n$ del miembro si se cumplen las condiciones de la especificación E4 relativas a tamaños, relaciones ancho-espesor, etc.) Las cubreplacas perforadas resultan atractivas para muchos proyectistas por las diversas ventajas que su uso reporta.

1. Se fabrican fácilmente con los métodos modernos de corte con gas.

6/Diseño de miembros a compresión cargados axialmente

2. Algunas especificaciones permiten la inclusión de sus áreas netas en la sección efectiva de los miembros principales, siempre que los agujeros se hagan de acuerdo con los requisitos obtenidos empíricamente en numerosas investigaciones
3. El pintado de los miembros se simplifica respecto a los miembros con celosía ordinaria.

El ejemplo 6-7 ilustra el diseño de la celosía y de las placas de unión en los extremos para la columna armada del ejemplo 6-5. Las especificaciones para puentes son algo diferentes respecto a los requisitos para la celosía, pero los procedimientos de diseño son prácticamente los mismos

EJEMPLO 6-7

Diseñe, de acuerdo con las especificaciones LRFD, la celosía simple atornillada para la columna del ejemplo 6-5. Emplee tornillos de $\frac{1}{4}$

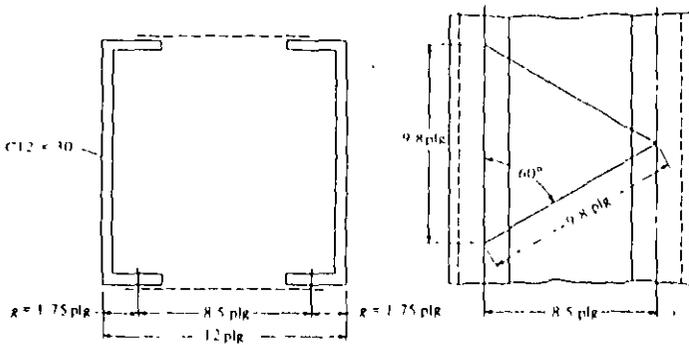


Figura 6-11

Solución:

La distancia entre líneas de tornillos es de 8.5 plg (< 15 plg); se puede usar entonces celosía simple.

Suponga que las barras de la celosía estarán inclinadas a 60° con el eje del miembro. La longitud de las canales entre las conexiones de la celosía es de $8.5/\cos 30^\circ = 9.8$ plg y la L/r de una canal entre conexiones es de $9.8/0.763 = 12.9 < 56$, que es la L/r del miembro principal, ya determinada previamente en el ejemplo 6-5.

Fuerza en una barra de celosía.

$V_u = 0.02$ veces la resistencia de diseño a compresión de la columna (del ejemplo 6-5)

6-6 Celosía y placas de unión

$$V_u = (0.02)(457.8) = 9.16 \text{ klb}$$

$$\frac{1}{2} V_u = 4.58 \text{ klb} = \text{fuerza cortante en cada plano de celosía}$$

Fuerza en una barra (con referencia a las dimensiones indicadas en la fig. 6-7)

$$= \left(\frac{9.8}{8.5}\right)(4.58) = 5.28 \text{ klb}$$

Propiedades de una barra plana:

$$I = \frac{1}{12} bt^3$$

$$A = bt$$

$$r = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} bt^3}{bt}} = 0.289t$$

Diseño de la barra:

Suponga $\frac{L}{r} = 140$ (máximo permitido)

$$\frac{9.8}{0.289t} = 140$$

$$t = 0.242 \text{ plg (escoja } t = \frac{1}{4} \text{ plg barra plana)}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{9.8}{(0.289)(0.250)} = 136$$

$$\phi_c F_{cr} = 11.54 \text{ klb/plg}^2$$

$$\text{Area requerida} = \frac{5.28}{11.54} = 0.458 \text{ plg}^2 \text{ (se necesita } 1.83 \times \frac{1}{4})$$

Distancia mínima al borde usando tornillos de $\frac{1}{4}$ plg $\rightarrow 1\frac{1}{4}$ plg

Por lo que la longitud mínima de la barra es: $9.8 + (2)(1\frac{1}{4}) = 12.3$ plg, digamos 14 plg

Use barras de $\frac{1}{4} \times 2\frac{1}{2} \times 1$ pie 2 plg

Diseño de las placas de extremo:

$$\text{Longitud mínima} = 8.5 \text{ plg}$$

$$\text{Mínima } t = \left(\frac{1}{50}\right)(8.5) = 0.17 \text{ plg}$$

Ancho mínimo = $8.5 + (2)(1\frac{1}{4}) = 11$ plg

Use placas de extremo de $\frac{1}{16} = 8\frac{1}{2} \times 0$ pies 12 plg

PROBLEMAS

Todas las columnas en los siguientes problemas forman parte de marcos arriostrados contra lado.

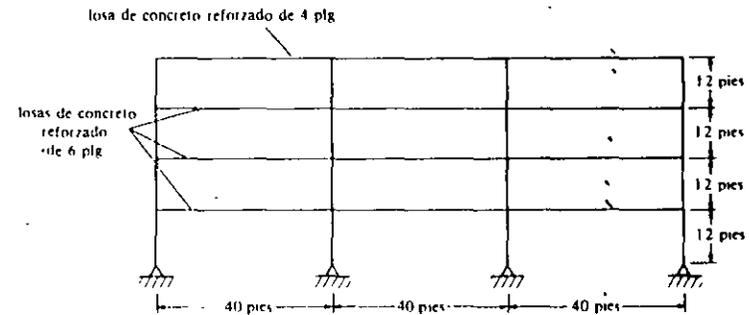
En los problemas 6-1, 6-2 y 6-3 use el siguiente procedimiento de tanteos: estime un valor KL/r , determine el valor $\phi_c F_{cr}$, con ayuda de las tablas LRFD (3-36 o 3-50 en la sexta parte del manual), determine el área de la columna, seleccione una sección de prueba, calcule su P_u , seleccione otra sección en caso de ser necesario, etc

- 6-1. Seleccione la sección W12 más ligera para soportar las cargas axiales de compresión $P_D = 110$ klb y $P_L = 125$ klb si $KL = 14$ pies y el acero es A36. (Resp. W12x53)
 - 6-2. Seleccione la sección W14 más ligera para soportar las cargas axiales de compresión $P_D = 200$ klb y $P_L = 300$ klb si $KL = 12$ pies y el acero es A36
 - 6-3. Repita el problema 6-2 con $F_c = 50$ klb/plg² (Resp. W14x74)
- Para la solución de los problemas 6-4 al 6-20 considere todas las tablas de columnas disponibles en el manual LRFD, en especial las de la segunda parte
- 6-4. Repita el problema 6-1
 - 6-5. Repita el problema 6-2 (Resp. W14x90)
 - 6-6. Repita el problema 6-3
 - 6-7. Las siguientes columnas deben diseñarse usando acero A36 y las especificaciones LRFD. Seleccione las secciones W más ligeras para esas columnas que se describen a continuación
 - (a) $P_u = 500$ klb, $L = 12$ pies, extremos articulados, (Resp. W12x65)
 - (b) $P_u = 450$ klb, $L = 14$ pies, extremos empotrados, (Resp. W12x58 o W8x58)
 - (c) $P_u = 720$ klb, $L = 16.5$ pies, empotrada la base, articulada arriba (Resp. W14x90)
 - (d) $P_u = 1900$ klb, $L = 15$ pies, extremos articulados (Resp. W12x252 A. La sección W14x233 casi funciona.)
 - 6-8. Seleccione la sección W más ligera de acero A36 que sirva como columna articulada en sus extremos con las siguientes cargas axiales $P_D = 300$ klb y P_u (viento) = 400 klb. Suponga $KL = 14$ pies
 - 6-9. Seleccione una sección W para soportar una carga axial de compresión $P_u = 1630$ klb. El miembro de 24 pies de altura está articulado en ambos extremos y tiene soporte lateral (apoyo simple) a la mitad de su altura en la dirección débil. Seleccione la sección W12 o W14 más ligera de acero A36 (Resp. W14x211 o W12x210)
 - 6-10. Repita el problema 6-9 con $F_c = 50$ klb/plg².
 - 6-11. Repita el problema 6-9; el soporte lateral se proporciona ahora en los tercios de la altura en la dirección débil y la altura total de la columna es de 33 pies. (Resp. W14x233 o W12x230)
 - 6-12. Una columna de 27 pies de altura está soportada lateralmente a la mitad de su altura en la dirección débil. Seleccione la sección W más ligera que pueda soportar las cargas

Problemas

axiales por gravedad $P_D = 150$ klb y $P_L = 100$ klb; suponga que todas las K son iguales a 1.0. Use acero A36

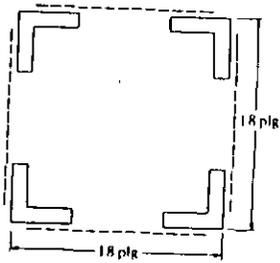
- 6-13. Una columna de 14 pies se va a construir en un muro de manera que estará soportada en forma continua en su dirección débil, pero no en su dirección fuerte. Seleccione la sección W12 más ligera según las especificaciones LRFD; la columna se puede suponer con sus extremos articulados y el acero es A36 $P_u = 1000$ klb. (Resp. W12x120)
- 6-14. Repita el problema 6-13 con $F_c = 50$ klb/plg².
- 6-15. Una sección W14 de acero A36 deberá seleccionarse para soportar las cargas axiales de compresión $P_D = 200$ klb y $P_L = 325$ klb. El miembro de 30 pies de altura estará empotrado en sus extremos y tendrá soporte lateral (apoyo simple) perpendicularmente al eje y en los tercios de su altura. (Resp. W14x99)
- 6-16. Usando acero A36 (excepto en los tubulares cuadrados y rectangulares donde $F_c = 46$ klb/plg²), seleccione las secciones laminadas más ligeras (W, M, S, HP, tubulares cuadrados, rectangulares o redondos) adecuadas para las condiciones siguientes:
 - (a) $P_u = 300$ klb, $L = 14$ pies, extremos articulados.
 - (b) $P_u = 420$ klb, $L = 15$ pies, extremos empotrados.
 - (c) $P_u = 740$ klb, $L = 20$ pies, un extremo articulado y el otro empotrado.
- 6-17. Suponiendo sólo cargas axiales, seleccione secciones W para una columna interior del marco mostrado. Use acero A36 y las especificaciones LRFD. Cada sección de columna puede usarse a lo largo de uno o dos pisos, según sea conveniente, antes de empalmarse. Datos pertinentes: peso del concreto: 150 lb/pie³; carga viva sobre el techo: 30 lb/pie²; techado: 6 lb/pie²; carga viva sobre pisos interiores: 80 lb/pie²; carga de muros divisorios sobre pisos interiores: 15 lb/pie². Todos los extremos se consideran articulados. Separación centro a centro (c.a.c.) de los marcos: 30 pies. (Una solución: W14x61 en los dos pisos superiores y W14x132 en los dos pisos inferiores.)



Problema 6-17

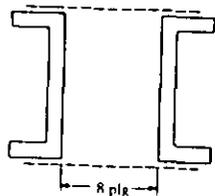
- 6-18. Se desea diseñar una columna para una $P_u = 2100$ klb con $KL = 12$ pies usando acero A36. Se dispone de una W14x145 y de placas de $\frac{1}{8}$ de espesor. Diseñe las cubreplacas que deben soldarse a los patines de la sección W para que la columna resista la carga indicada.

- 6-19. Cuatro ángulos de $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ se usan para formar el miembro mostrado en la figura; éste tiene 30 pies de longitud y sus extremos están articulados; el acero es A36. Determine la resistencia de diseño a compresión del miembro. Diseñe la celosía simple y las placas de unión en los extremos suponiendo que la conexión con los ángulos es por medio de tornillos de $\frac{3}{4}$ (Resp. $P_n = 411.6$ klb; placas de unión en los extremos: $\frac{1}{2} \times 13 \times 1$ celosía simple a 60° $\frac{1}{4} \times 2 \frac{1}{2} \times 1$ pie $5 \frac{1}{2}$ plg.)



Problema 6-19

- 6-20. Seleccione un par de canales estándar para soportar una carga axial de compresión $P_n = 700$ klb. El miembro tiene 24 pies de longitud con ambos extremos articulados y estará armado como se muestra en la figura. Diseñe la celosía simple y las placas de unión en los extremos con tornillos de conexión de $\frac{1}{2}$; éstos deberán situarse a $2 \frac{1}{4}$ plg desde el alma de los canales. Use acero A36.



Problema 6-20

Diseño de miembros a compresión cargados axialmente (continuación)

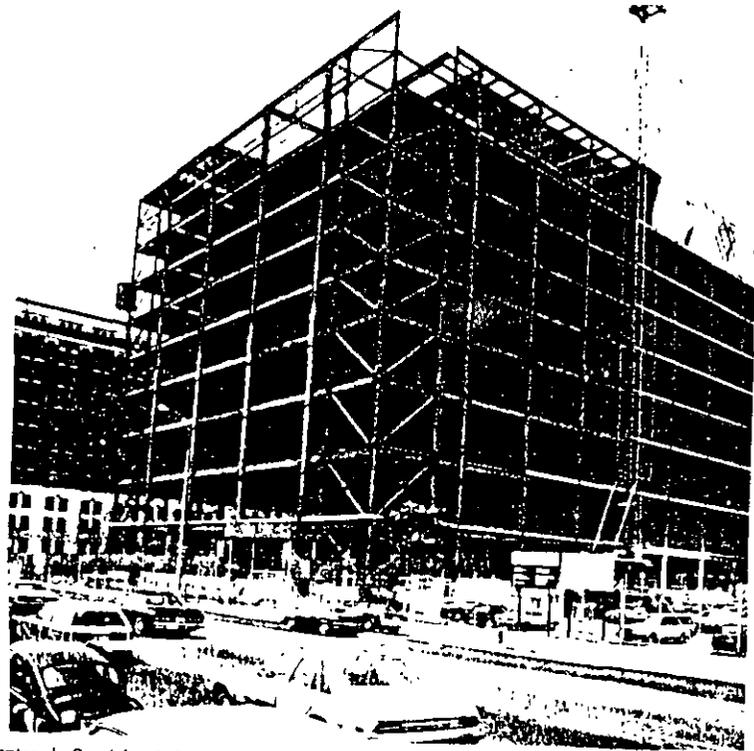
7-1 LONGITUDES EFECTIVAS

El concepto de longitud efectiva se introdujo en el capítulo 5 y se presentaron algunos valores de K en la tabla 5-1. Estos factores se obtuvieron para columnas con ciertas condiciones idealizadas de restricción en sus extremos, que pueden ser muy diferentes respecto a las condiciones prácticas de diseño. Los valores tabulados son normalmente satisfactorios para diseños preliminares y para situaciones en las que el desplazamiento lateral (ladeo) está impedido por soportes laterales.

La longitud efectiva de una columna es una propiedad de toda la estructura de la que forma parte la columna. En muchos edificios pequeños los muros de mampostería proporcionan suficiente soporte lateral para impedir el ladeo y permitir un valor de $K = 1.0$ o menor. Un gran porcentaje de edificios modernos, en particular los más altos, tienen sólo paredes ligeras de vidrio que proporcionan poco o ningún soporte lateral. El resultado se manifiesta en valores de K mayores que 1.0 y en el ladeo, a menos que se utilice un sistema de arriostramiento lateral definido. En los edificios sin estos sistemas, la resistencia al ladeo la proporciona principalmente la rigidez lateral propia de la estructura.

En esta exposición el término ladeo se refiere al ladeo que se presenta en los fenómenos de pandeo. Este no sólo incluye el ladeo como se usa en el análisis de marcos estáticamente indeterminados (en donde los marcos se deflexionan lateralmente debido a la presencia de cargas laterales, cargas verticales asimétricas o por la falta de simetría en los mismos marcos), sino también el caso de las columnas cuyos extremos pueden moverse transversalmente si éstas se cargan hasta que ocurra el pandeo.

Se pueden efectuar análisis teóricos matemáticos para determinar las longitudes efectivas en estructuras con desplazamiento lateral. Sin embargo, tal procedimiento resulta muy tedioso y tal vez muy difícil para el proyectista promedio. El procedimiento común es usar la tabla 5-1, interpolando entre los valores idealizados contenidos en ella, o bien, usar la tabla LRFD-C-C2.2 (Nomograma para la determinación



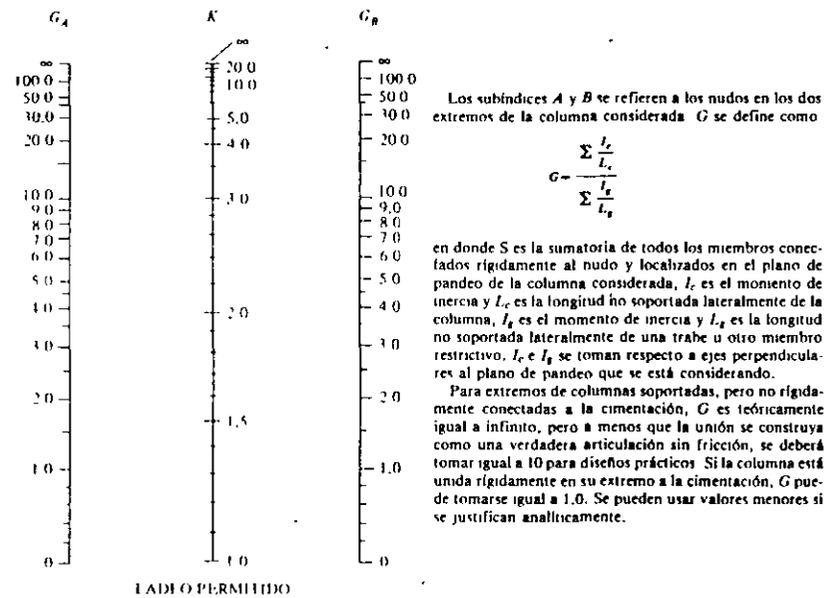
Centro de Servicios Informativos de la American Express en Nueva York (Cortesía de la Owen Steel Company, Inc.)

de longitudes efectivas de columnas en marcos continuos), reproducida aquí en la fig. 7-1¹². Este nomograma se usa para estimar las longitudes efectivas de columnas, en marcos cuya resistencia al movimiento lateral la proporciona la rigidez de los miembros de la estructura. Para usar el nomograma es necesario conocer los tamaños de las trabes y columnas que se conectan a la columna en cuestión, antes de poder determinar la longitud de ésta. En otras palabras, antes de usar el nomograma se debe hacer un diseño previo de cada uno de los miembros.

¹ B.G. Johnson, editor, *Guide to Stability Design for Metal Structures*, (Guía al diseño por estabilidad de estructuras metálicas), 1a. edición (Nueva York: Wiley, 1976), pág. 420

² O.G. Julian y I.S. Lawrence, *Notes on J and L Nomograms for Determination of Effective Lengths* (Notas sobre los nomogramas de Julian y Lawrence para la determinación de longitudes efectivas), sin publicar, 1959

7-1 Longitudes efectivas



Los subíndices A y B se refieren a los nudos en los dos extremos de la columna considerada. G se define como

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}}$$

en donde S es la sumatoria de todos los miembros conectados rigidamente al nudo y localizados en el plano de pandeo de la columna considerada, I_c es el momento de inercia y L_c es la longitud no soportada lateralmente de la columna, I_b es el momento de inercia y L_b es la longitud no soportada lateralmente de una trabe u otro miembro restrictivo. I_c e I_b se toman respecto a ejes perpendiculares al plano de pandeo que se está considerando.

Para extremos de columnas soportadas, pero no rigidamente conectadas a la cimentación, G es teóricamente igual a infinito, pero a menos que la unión se construya como una verdadera articulación sin fricción, se deberá tomar igual a 10 para diseños prácticos. Si la columna está unida rigidamente en su extremo a la cimentación, G puede tomarse igual a 1.0. Se pueden usar valores menores si se justifican analíticamente.

Figura 7-1 Nomograma para determinar la longitud efectiva de columnas en marcos continuos.

El *Structural Stability Research Council* (Consejo de Investigación sobre la Estabilidad Estructural) hace varias recomendaciones relativas al uso del nomograma. Algunas de ellas se refieren a los soportes de las columnas y se muestran en la fig. 7-1. Por ejemplo, G (relación entre la suma de las rigideces de las columnas conectadas en un nudo y la suma de las rigideces de las trabes conectadas al mismo nudo) es teóricamente igual a infinito, cuando una columna está conectada a la cimentación a través de una articulación sin fricción. Se recomienda que G se tome igual a 10 cuando se usen soportes no rígidos. Para conexiones rígidas entre columnas y cimentación, teóricamente G tiende a cero, pero se recomienda usar un valor de 1.0.

Para mejorar los valores de G usados en el nomograma se recomienda que las rigideces de las trabes se multipliquen por ciertos factores cuando se conozcan las condiciones existentes en los extremos alejados de las trabes. Si se permite el desplazamiento lateral y el extremo alejado de la trabe está articulado, la rigidez de la trabe debe multiplicarse por 0.5.

Las longitudes efectivas de cada columna del marco del ejemplo 7-1 se determinan con el nomograma. (Cuando el lado es posible se encontrará que las longitudes efectivas son siempre mayores que las longitudes reales, como se ilustra en este ejemplo. Cuando los marcos se arriostan de modo que el lado no sea posible, K será menor que 1.0) En el ejemplo 7-1 un diseño preliminar ha dado los valores para

los tamaños de los miembros indicados en la fig. 7-2. Después de determinar las longitudes efectivas, cada columna puede rediseñarse. Si los tamaños cambian apreciablemente, pueden determinarse nuevas longitudes efectivas, repetir los diseños de las columnas, etc. Se usan varias tablas en la solución de este ejemplo. Estas tablas son muy fáciles de entender después de leer las notas aclaratorias del nomograma.

Para la mayor parte de los edificios los valores K_1 y K_2 deben examinarse por separado. La razón para hacer este examen individual tiene que ver con las diferentes estructuraciones posibles en las dos direcciones. Muchas estructuras están formadas por marcos rígidos en una dirección y de marcos convencionalmente conectados con arriostramientos en la otra. Además, los puntos de soporte lateral pueden, a veces, no ser los mismos en ambos planos.

EJEMPLO 7-1

Determine las longitudes efectivas de cada columna del marco mostrado en la fig. 7-2 usando el nomograma dado en la fig. 7-1. Los tamaños tentativos de cada miembro se indican en la figura.

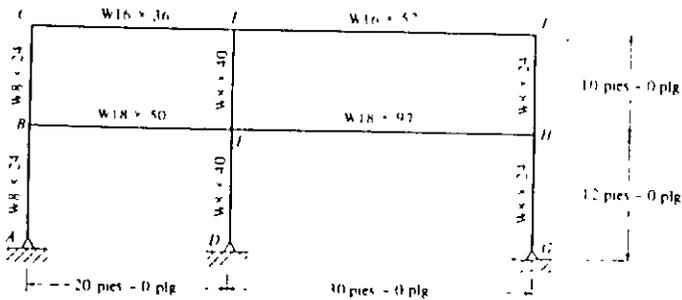


Figura 7-2

Solución.

Factores de rigidez:

Miembro	Perfil	I	L	I/L
AB	W8 x 24	82.8	144	0.575
BC	W8 x 24	82.8	120	0.690
DE	W8 x 40	146	144	1.014
EF	W8 x 40	146	120	1.217
GH	W8 x 24	82.8	144	0.575
HI	W8 x 24	82.8	120	0.690
BE	W18 x 50	800	240	3.333
CF	W16 x 36	448	240	1.867
EH	W18 x 97	1750	360	4.861
FI	W16 x 57	758	360	2.106

7-1 Longitudes efectivas

Factores G para cada nudo.

Nudo	$\Sigma(I_c/L_c)/\Sigma(I_g/L_g)$	G
A	Véase Fig. 8-5	10.0
B	$\frac{0.575 + 0.690}{3.333}$	0.380
C	$\frac{0.690}{1.867}$	0.370
D	Véase Fig. 8-5	10.0
E	$\frac{1.014 + 1.217}{3.333 + 4.861}$	0.272
F	$\frac{1.217}{1.867 + 2.106}$	0.306
G	Véase Fig. 8-5	10.0
H	$\frac{0.575 + 0.690}{4.861}$	0.260
I	$\frac{0.690}{2.106}$	0.328

Factores K según el nomograma (fig. 7-1)

Columna	Valores G en los extremos de cols		K
AB	10.0	0.380	1.72
BC	0.380	0.370	1.12
DE	10.0	0.272	1.70
EF	0.272	0.306	1.09
GH	10.0	0.260	1.70
HI	0.260	0.328	1.10

En realidad en el manual LRFD (página 2-5) se presentan dos nomogramas; el que se presenta en la fig. 7-1 de este capítulo es para casos donde los desplazamientos laterales (ladeo) son posibles, en tanto que el de la fig. 7-3 es para marcos sin ladeo. En este último caso K debe ser igual o menor que 1.0. Para obtener mejores resultados, las rigideces de las traveses se pueden modificar nuevamente para ciertas condiciones en sus extremos. Si los extremos alejados están articulados, las rigideces se multiplican por 1.5 y por 2.0 si están empotrados.

El nomograma de la fig. 7-1 para marcos con ladeo siempre da valores $K \geq 1.0$. De hecho, factores K de 2.0 a 3.0 son comunes y ocasionalmente se obtienen valores mayores. A muchos proyectistas estos valores tan grandes no les parecen razonables. Si se obtienen valores K aparentemente muy altos, el proyectista deberá

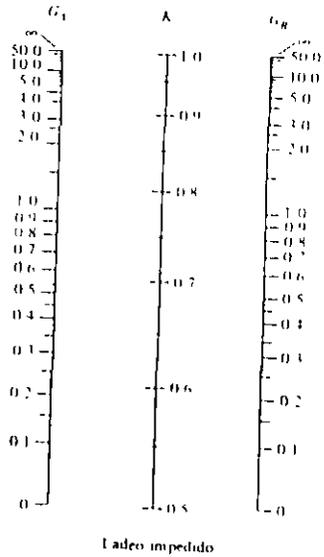


Figura 7-3 Nomograma para determinar la longitud efectiva de columnas en marcos continuos.

revisar con sumo cuidado los valores que adoptó del nomograma (valores G), así como las hipótesis básicas usadas al preparar éste. Estas hipótesis se estudian en las dos próximas secciones de este capítulo.

7-2 FACTORES DE REDUCCION DE LA RIGIDEZ

Los nomogramas se elaboraron con base en un conjunto de condiciones idealizadas que rara vez se dan en una estructura real. La lista completa de tales suposiciones se muestra en la página 6-152 del manual LRFD. Algunas de éstas son las siguientes: el comportamiento de las columnas es elástico, todas las columnas se pandean simultáneamente, todos los miembros tienen secciones transversales constantes, todos los nudos son rígidos, etc.

Si las condiciones reales son diferentes de las supuestas, se pueden obtener valores K muy grandes y los diseños resultantes serán sumamente conservadores. Un gran porcentaje de columnas fallan en el intervalo inelástico, pero los nomogramas se preparan suponiendo comportamiento elástico. Esta situación expuesta previamente en el capítulo 5 se ilustra en la fig. 7-4.

Para estos casos los valores de K son muy conservadores y deben corregirse como se describe en esta sección

7-2 Factores de reducción de la rigidez

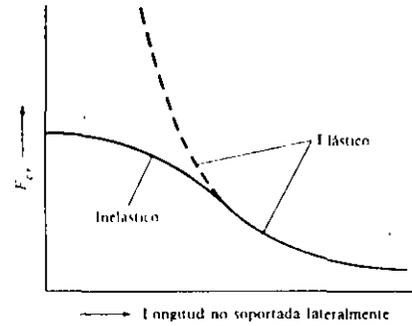


Figura 7-4

En el intervalo elástico la rigidez de una columna es proporcional a EI en donde $E = 29\,000 \text{ klf/plg}^2$, en tanto que en el intervalo inelástico la rigidez es más bien proporcional a EI en donde E es el módulo reducido o el módulo tangente.

En los nomogramas se mostró que la resistencia al pandeo de columnas en marcos está relacionada con

$$G = \frac{\sum (EI/L) \text{ de las columnas}}{\sum (EI/L) \text{ de las traveses}}$$

Si las columnas se comportan elásticamente, el módulo de elasticidad se cancela en la expresión anterior para G . Sin embargo, si el comportamiento de la columna es inelástico, (o sea, si $\lambda < 1.5$), los factores de rigidez de la columna serán menores e iguales a $E_t I/L$. Como resultado, el factor G usado para consultar el nomograma será menor y el factor K resultará más pequeño.

Aunque los nomogramas fueron elaborados para una acción elástica de las columnas, pueden usarse para una situación inelástica si el valor de G se multiplica por su factor de corrección llamado *factor de reducción de la rigidez* (FRR).

Este factor de reducción es igual al módulo tangente dividido por el módulo elástico (E_t/E) y es aproximadamente igual a, $F_{cr \text{ inel}} / F_{cr \text{ elástico}} \approx P_u/A / F_{cr \text{ elástico}}$. Los valores de esta corrección se muestran para varios valores P_u/A en el manual LRFD; en sus páginas 2-6 y 2-7 se presenta un método directo para considerar el pandeo inelástico. Los pasos necesarios son los siguientes:

1. Calcular P_u y seleccionar una columna de prueba.
2. Calcular P_u/A y escoger el FRR de la tabla A en la segunda parte del manual. (Si P_u/A es menor que los valores dados en la tabla, la columna se encuentra en el intervalo elástico y no es necesario hacer ninguna reducción.)
3. Se calcula el valor $G_{elástico}$ y se multiplica por el FRR; luego se determina K con el nomograma.

4. Se calcula la relación de esbeltez efectiva KL/r , se obtiene $\phi_c F_{cr}$ en el manual y se multiplica por el área de la columna para obtener P_u . Si este valor es muy diferente del valor calculado en el paso 1, se escoge otra columna y se repiten los cuatro pasos.

El ejemplo 7-2 ilustra estos pasos para el diseño de una columna en un marco con desplazamientos laterales. Se verá en este ejemplo que el autor sólo ha considerado comportamiento en un plano y sólo flexión respecto al eje x . Como consecuencia del comportamiento inelástico, el factor de longitud efectiva se reduce apreciablemente.

EJEMPLO 7-2

Seleccione una sección W12 para la columna AB del marco mostrado en la fig. 7-5, suponiendo (a) comportamiento elástico y (b) comportamiento inelástico de la columna. Se usa acero A36. $P_u = 1240$ klb. Suponga que las columnas arriba y abajo de la AB son aproximadamente del mismo tamaño que ésta. Considere sólo el comportamiento en un plano

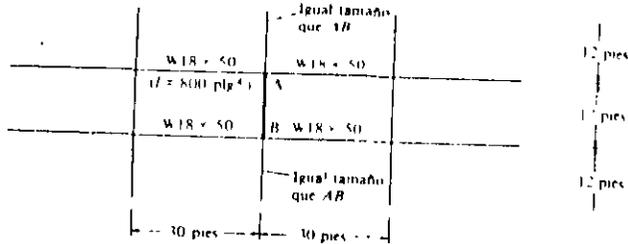


Figura 7-5

Solución:

(a) Suponiendo a la columna en el intervalo elástico

Ensayamos una $W12 \times 170$ ($A = 50 \text{ plg}^2$, $I_x = 1650 \text{ plg}^4$, $r_x = 5.74 \text{ plg}$)

$$G_A = G_B = \frac{\Sigma(I_c/L_c)}{\Sigma(I_g/L_g)} = \frac{(2)(1650/12)}{(2)(800/30)} = 5.16$$

$K = 2.30$ según el nomograma

$$\frac{KL}{r} = \frac{(2.30)(12 \times 12)}{5.74} = 57.7$$

$$\phi_c F_{cr} = 25.68 \text{ klb/plg}^2$$

7-3 Diseño en un plano de columnas apoyadas entre sí

$$P_u = (25.68)(50.0) = 1284 \text{ klb} > 1240 \text{ klb}$$

OK

Usar $W12 \times 170$

(b) Solución inelástica

Ensayamos una sección más ligera: $W12 \times 152$ ($A = 44.7 \text{ plg}^2$,

$$I_x = 1430 \text{ plg}^4, r_x = 5.66 \text{ plg}$$

$$\frac{P_u}{A} = \frac{1240}{44.7} = 27.74 \text{ klb/plg}^2$$

FRR = 0.547 de la página 2-9 del manual LRFD,

por lo que la columna se encuentra en el intervalo inelástico.

$$G_A = G_B = \frac{\Sigma(I_c/L_c)}{\Sigma(I_g/L_g)} (\text{FRR})$$

$$= \frac{(2)(1430/12)}{(2)(800/30)} (0.547) = 2.44$$

$K = 1.68$ del nomograma en la fig. 7-1

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1.68)(12 \times 12)}{5.66} = 42.74$$

$$\phi_c F_{cr} = 27.79 \text{ klb/plg}^2$$

$$P_u = (27.79)(44.7) = 1242 \text{ klb} > 1240 \text{ klb}$$

Usar $W12 \times 152$

7-3 DISEÑO EN UN PLANO DE COLUMNAS APOYADAS ENTRE SÍ

Cuando se tiene un marco sin arriostrar con vigas rígidamente conectadas a columnas, se puede diseñar con seguridad cada columna usando el nomograma con lado no impedido para obtener los valores de K (que probablemente serán bastante mayores que 1.0). Si se sigue este procedimiento, los resultados serán muy conservadores.

Una columna no puede pandearse por lado a menos que todas las columnas en el mismo piso se pandeen por lado. Una de las hipótesis supuestas al preparar el nomograma de la fig. 7-1 es que todas las columnas del piso se pandean al mismo tiempo. Si esta hipótesis es correcta las columnas no pueden soportarse entre sí, porque si una está a punto de pandearse, las demás también estarán en esa condición.

Sin embargo, en algunos casos ciertas columnas en un marco tienen un exceso de resistencia al pandeo. Si, por ejemplo, las cargas de pandeo de las columnas exteriores del marco sin arriostrar de la fig. 7-6 no se han alcanzado cuando las cargas

de pandeo de las columnas interiores se alcanzan, el marco no se pandeará. En efecto, las columnas interiores se apoyarán sobre las exteriores, o sea que las columnas exteriores "arristrarán" a las interiores. Para esta situación se proporciona una resistencia al cortante en las columnas exteriores que resiste la tendencia al ladoe¹

Existen muchas situaciones prácticas en las que algunas columnas tienen resistencia al pandeo en exceso. Esto puede pasar cuando el diseño de diferentes columnas de un piso depende de diferentes condiciones de carga. Para estos casos, la falla del marco ocurrirá sólo cuando las cargas por gravedad se incrementen lo suficiente para compensar la resistencia adicional de las columnas menos cargadas. Como consecuencia, las cargas críticas de las columnas interiores de la fig. 7-6 se incrementan y sus longitudes efectivas decrecen. En otras palabras, si las columnas exteriores están soportando a las interiores contra el ladoe, los factores K para esas columnas interiores se acercan a 1.0. Yura¹ afirma que la longitud efectiva de algunas de las columnas en un marco sujeto a ladoe puede reducirse a 1.0 en este tipo de situaciones, aun cuando aparentemente no está presente ningún sistema de soporte lateral o de arriostamiento.

El efecto neto de la información presentada aquí es que la carga total por gravedad que un marco sin soporte lateral puede resistir, es igual a la suma de las resistencias de las columnas individuales. En otras palabras, la carga total por gravedad que puede ocasionar pandeo por ladoe en un marco, puede repartirse entre las columnas en cualquier proporción, con la condición de que la carga máxima aplicada a cualquier columna no exceda la máxima carga que la columna podría resistir si estuviese soportada contra el ladoe con $K = 1.0$.

En la exposición que sigue nos referiremos al marco sin soporte lateral de la fig. 7-7 (a). Se supone que cada columna tiene una $K = 2.0$ y se pandeará bajo las cargas mostradas.

Cuando el ladoe ocurra, el marco se inclinará hacia un lado como se muestra en la parte (b) de la figura y se desarrollarán momentos $P\Delta$ iguales a 200Δ y 700Δ .

Suponga que cargamos el marco con 200 klb en la columna izquierda y con 500 klb en la columna derecha (200 klb menos que antes). Sabemos que para esta situa-

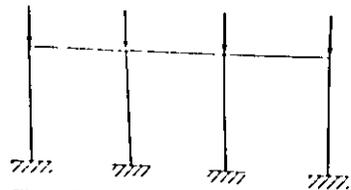


Figura 7-6

¹ J. A. Yura, *The Effective Length of Columns in Unbraced Frames* (La longitud efectiva de columnas en marcos no arriostados), *Engineering Journal*, AISC, 8 num. 2 (segundo trimestre, 1971), págs. 17-42.

7-3 Diseño en un plano de columnas apoyadas entre sí

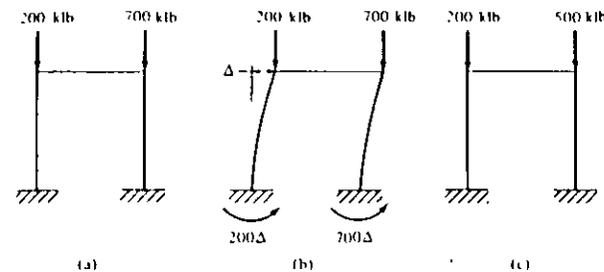


Figura 7-7

ción, que se muestra en (c), el marco no se pandeará por ladoe hasta que se alcance un momento de 700Δ en la base de la columna derecha. Esto significa que la columna derecha puede tomar un momento adicional de 200Δ . Entonces, como afirma Yura, la columna derecha tiene una reserva de resistencia que puede usarse para soportar a la columna izquierda y prevenir su pandeo por ladoe.

Obviamente la columna izquierda está ahora soportada contra el ladoe, y el pandeo por ladoe no ocurrirá hasta que el momento en su base alcance el valor 200Δ . Por lo tanto, puede diseñarse con un factor K menor de 2.0 y puede soportar una carga adicional de 200 klb, obteniéndose así un total de 400 klb; sin embargo, esta carga no debe ser mayor que la capacidad que se obtendría si la columna estuviese soportada lateralmente contra el ladoe con $K = 1.0$. Debe mencionarse que la carga total que el marco puede soportar sigue siendo de 900 klb, como en la parte (a) de la figura.

La ventaja del comportamiento del marco descrito aquí, se ilustra en el ejemplo 7-3, donde se supone que las columnas interiores de un marco están soportadas contra el ladoe por las columnas exteriores. Se supone entonces que cada columna interior tiene una $K = 1.0$. Estas se diseñan para las cargas factorizadas mostradas (660 klb c/u). Luego se determinan los factores K para las columnas exteriores con el nomograma de ladoe no impedido (fig. 7-1) y cada una se diseña para cargas iguales a $440 + 660 = 1100$ klb.

EJEMPLO 7-3

El marco de acero A36 en la fig. 7-8 tiene vigas rigidamente unidas a las columnas exteriores y todas las conexiones son simples. Las columnas están soportadas lateralmente arriba y abajo contra desplazamientos laterales (ladoe) hacia afuera del plano del marco, de modo que $K = 1.0$ en esa dirección. El ladoe es posible en el plano del marco. Diseñe las columnas interiores suponiendo $K = 1.0$ y las columnas exteriores con K de acuerdo con el nomograma y una $P_u = 1100$ klb. (Con este enfoque del pandeo, las columnas interiores no podrían soportar carga en absoluto, ya que parecen ser inestables bajo condiciones de ladoe).

Diseño de miembros a compresión cargados axialmente (continuación)

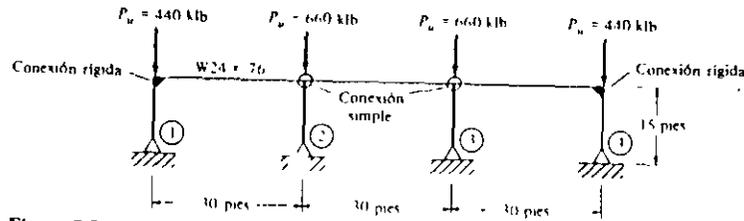


Figura 7-8

Solución:

Diseño de las columnas interiores.

Suponemos $K = 1.0$; $KL = (1.0)(15) = 15$ pies; $P_u = 660$ klb

Use W14 x 90

Diseño de las columnas exteriores

$K_y = 1.0$ (fuera del plano); $P_u = 440$ klb

En el plano, $P_u = 440 + 660 = 1100$ klb; K_x se determina con el nomograma.

Ensayamos una W14 x 159 ($A = 46.7$ plg², $I_x = 1900$ plg⁴, $r_x = 6.38$ plg)

$$G_{arriba} = \frac{1900/15}{2100/30 \times 0.5} = 3.62$$

(la rigidez de las traveses se multiplica por 0.5, ya que se permite el lado y el extremo alejado de ellas está articulado)

$$G_{abajo} = 10$$

$$K_x = 2.40$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{(2.40)(12 \times 15)}{6.38} = 67.71$$

$$\phi_c F_c = 24.04 \text{ klb/plg}^2$$

$$P_u = (24.04)(46.7) = 1122.7 \text{ klb} > 1100 \text{ klb}$$

Use W14 x 159

OK

7-4 Placas de base para columnas cargadas axialmente

7-4 PLACAS DE BASE PARA COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE

El esfuerzo de diseño por compresión en el área de apoyo de un cimiento de concreto o de mampostería, es mucho menor que el correspondiente a la base de acero de una columna. Cuando una columna de acero se apoya en la parte superior de un cimiento, o de una zapata aislada, es necesario que la carga de la columna se distribuya en un área suficiente para evitar que se sobreesfuerce el concreto. Las cargas de las columnas de acero se transmiten a través de una placa de base de acero a un área razonablemente grande del cimiento, que se localiza abajo de dicha placa. (Nótese que el cimiento tiene una función semejante, ya que éste distribuye la carga sobre un área aún mayor, de modo que el terreno subyacente no se sobrecargue.)

Las placas de base de las columnas de acero, pueden soldarse directamente a las columnas, o pueden ligarse por medio de alguna oreja de ángulo remachada o soldada, estos métodos de conexión se ilustran en la fig. 7-9. Se muestra una placa de base soldada directamente a la columna en la parte (a) de la figura. Para columnas pequeñas, estas placas pueden soldarse a la columna en el taller, pero para columnas mayores es necesario embarcar las placas por separado y colocarlas en su nivel correcto. Entonces las columnas se montan y se conectan con el cabezal mediante tornillos de anclaje o anclas que pasan a través de las orejas de ángulos que se han soldado a las columnas en el taller. Este tipo de arreglo se muestra en la parte (b) de la figura. Algunos diseñadores prefieren utilizar orejas tanto en los patines como en el alma.

Las longitudes y anchos de las placas de base para columnas generalmente se seleccionan en múltiplos de pares de pulgada y sus espesores en múltiplos de $\frac{1}{8}$ plg. Para garantizar que las cargas de las columnas se repartan uniformemente sobre sus

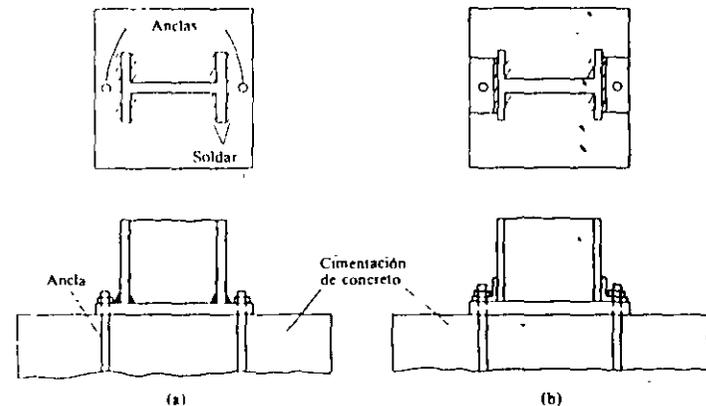


Figura 7-9 Placas de base para columnas.

placas de base es esencial que exista contacto entre las dos. Para lograr esto es necesario enderezar las placas de espesor mayor de 2 plg por medio de procesos de prensado o fresado. Las placas de más de 4 plg de espesor necesitan tener sus superficies de apoyo maquinadas, excepto en dos casos. Si la superficie del fondo de la placa está en relación con la lechada de cemento para asegurar un contacto completo con la cimentación, la placa no requiere del maquinado. Además, la parte superior de las placas mayores de 4 plg de espesor no requieren maquinado si se usan soldaduras de penetración completa (descritas en el capítulo 14) entre la columna y la placa.

Se considerarán inicialmente columnas que soportan cargas de magnitud media. Si las cargas son muy pequeñas, de modo que las placas de base resultan también muy pequeñas, el procedimiento de diseño se tendrá que revisar como se describe más adelante en esta sección.

El método de diseño presentado es el recomendado por el manual LRFD. Para analizar la placa de base mostrada en la fig 7-10, se supone que la columna transmite a la placa una carga total P_u y que esta carga se transmite uniformemente a través de la placa a la cimentación, con una presión P_u/A en donde A es el área de la placa de base. La cimentación reaccionará a su vez con una presión P_u/A y tenderá a flexionar las partes de la placa de base que quedan en voladizo, fuera de la columna, como se muestra en la figura. Esta presión también tiende a empujar hacia arriba la parte de la placa comprendida entre los patines de la columna.

En relación con la fig. 7-10, el manual LRFD sugiere que los momentos máximos en una placa de base ocurren a distancias entre $0.80 b_f$ y $0.95 d$. El momento flexionante se calcula en cada una de estas secciones, y se utiliza el mayor de los valores, para determinar el espesor de la placa necesaria. Este método de análisis es sólo una aproximación de las verdaderas condiciones, ya que los esfuerzos reales en la placa son resultado de la flexión en las dos direcciones.

Área de la placa La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa de base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa de base cubre el área total del soporte de concreto (pedestal o dado), esta resistencia es igual a ϕ_c ($= 0.60$ por aplastamiento en el concreto) multiplicada por la resistencia nominal del concreto, $0.85 f'_c A_1$ (donde f'_c es la resistencia a compresión a los 28 días del concreto en klb/plg^2 y A_1 es el área de la placa)

$$P_u = \phi_c (0.85 f'_c A_1)$$

Si toda el área de concreto del pedestal no queda cubierta por la placa, el concreto bajo ésta, rodeado por el concreto fuera de la placa, será algo más resistente y su resistencia nominal se calcula con la siguiente expresión en la que A_2 es el área máxima de la parte de la superficie del pedestal que es geoméricamente similar a y concéntrica con el área cargada.

$$P_u = \phi_c (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi_c (1.7 f'_c A_1)$$

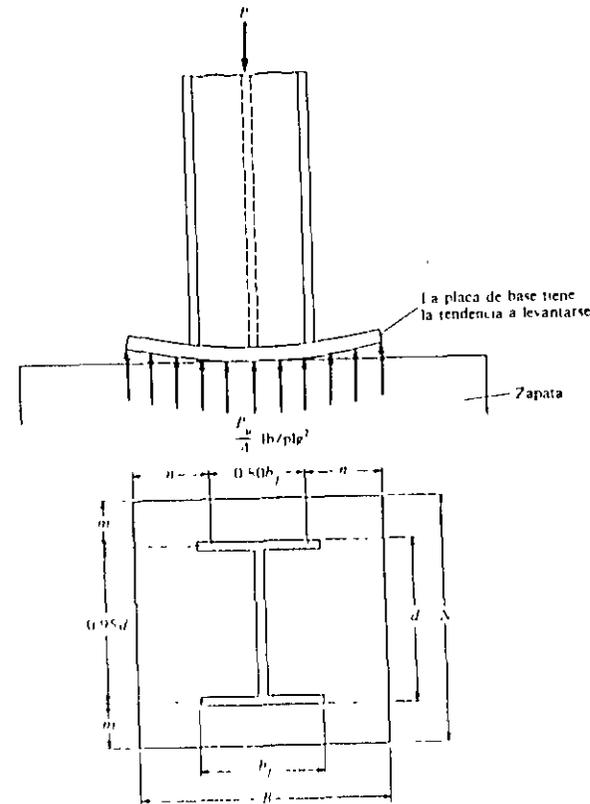


Figura 7-10

Espesor de la placa Con referencia a la fig. 7-10, tomamos momentos en cada dirección como si la placa tuviese voladizos de longitud m y n . Los momentos son: $(P_u/A_1)(m)(B)(m/2)$ o $(P_u/A_1)(n)(A)(n/2)$.

Nótese que si hacemos m igual a n , los dos momentos serán iguales y se tendrá un valor mínimo para el espesor de la placa. Esta situación puede lograrse cuando

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta$$

en donde
$$\Delta = 0.5(0.95 d - 0.80 b_f) \quad \text{y} \quad B \approx \frac{A_1}{N}$$

El mayor de esos dos momentos se iguala a la resistencia de diseño por flexión de la placa cuyo espesor es t_p . La resistencia de diseño por flexión ($\phi_b F_y Z$) se presenta en los capítulos 8 y 9. Los valores resultantes para t_p son:

$$t_p = m \sqrt{\frac{2 P_u}{0.9 F_y B N}}$$

$$t_p = n \sqrt{\frac{2 P_u}{0.9 F_y B N}}$$

Con estas expresiones se pueden determinar las áreas mínimas de las placas de base, obteniéndose los resultados siguientes.

Área mínima de la placa para el límite superior de la resistencia al aplastamiento del concreto

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left[\frac{P_u}{0.6(0.85 f'_c)} \right]^2$$

o bien

$$A_1 = \frac{P_u}{0.6(1.70 f'_c)}$$

Además A_1 no debe ser menor que el peralte de la columna multiplicado por el ancho de su patín.

$$A_1 = b_f d$$

Si la columna está cargada ligeramente, se supone que la carga está distribuida sobre el área sombreada mostrada en la fig. 7-11. El espesor requerido para la placa de base se determina tomando el apoyo sobre el área en forma de H y calculando el momento de la placa, que funciona como un voladizo empotrado al alma o al patín de la columna. La longitud del voladizo se representa con la letra c en la figura y se mide desde el eje del alma o del patín

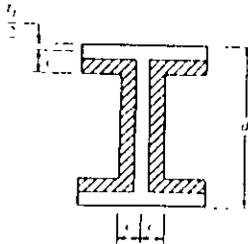


Figura 7-11

7-4 Placas de base para columnas cargadas axialmente

El manual LRFD determina entonces, para columnas cargadas ligeramente, la parte de P_u aplicada al área encerrada por la columna ($b_f d$) y le llama a ésta P_o .

$$P_o = \left(\frac{P_u}{B N} \right) (b_f d)$$

Se calcula el área de la región en forma de H dividiendo P_o entre la presión permisible.

$$A_H = \frac{P_o}{0.6 \sqrt{A_2} / b_f d f'_c} \leq \frac{P_o}{0.6(1.70 f'_c)}$$

Usando las complicadas dimensiones del área H, puede determinarse c a partir de A_H como sigue:

$$c = \frac{1}{4} [d + b_f - t_f - \sqrt{(d + b_f - t_f)^2 - 4(A_H - t_f b_f)}]$$

Por último, el espesor de la placa de base para este caso se determina tomando momentos de la presión en el voladizo de longitud c e igualándolo a la resistencia por flexión de la placa de espesor t . El resultado es:

$$t_p = c \sqrt{\frac{2 P_o}{0.9 F_y A_H}}$$

El espesor de las placas de base de columnas es el mayor valor obtenido con las tres ecuaciones siguientes:

$$t_p = m \sqrt{\frac{2 P_u}{0.9 F_y B N}} \quad t_p = n \sqrt{\frac{2 P_u}{0.9 F_y B N}} \quad t_p = c \sqrt{\frac{2 P_o}{0.9 F_y A_H}}$$

En el ejemplo 7-4 se diseña una placa usando las ecuaciones descritas aquí para A_1 y t_p .

EJEMPLO 7-4

Diseñe una placa de base de acero A36 para una columna W12 x 65 con una carga muerta de trabajo de 150 klb y una carga viva de trabajo de 230 klb. La f'_c del concreto es de 3 klb/plg². Suponga una zapata de 9 x 9 pies. ($A_2 = 108 \times 108 = 11\,664$ plg².)

Solución:

$$P_u = (1.2)(150) + (1.6)(230) = 548 \text{ klb}$$

1. Área de la placa de base:

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left(\frac{P_u}{0.6 \times 0.85 f'_c} \right)^2 = \frac{1}{11\,664} \left(\frac{548}{0.6 \times 0.85 \times 3} \right)^2 = 11.00 \text{ plg}^2$$

$$A_1 = \frac{P_u}{0.6 \times 1.7 f'_c} = \frac{548}{(0.6)(1.7 \times 3)} = 179.1 \text{ plg}^2 \dots$$

$$A_1 = (d)(b_f) = (12.12)(12.00) = 145.44 \text{ plg}^2$$

2. Dimensiones B y N de la placa

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.80b_f) = (0.5)(0.95 \times 12.12 - 0.80 \times 12.00) = 0.957 \text{ plg}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{179.1} + 0.957 = 14.34 \text{ plg} \quad \text{Usar } N = 15 \text{ plg}$$

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{179.1}{15} = 11.94 \text{ plg} \quad \text{Use } B = 14 \text{ plg} \text{ debido al ancho del patín de la W}$$

3. Croquis de la placa (fig. 7-12)

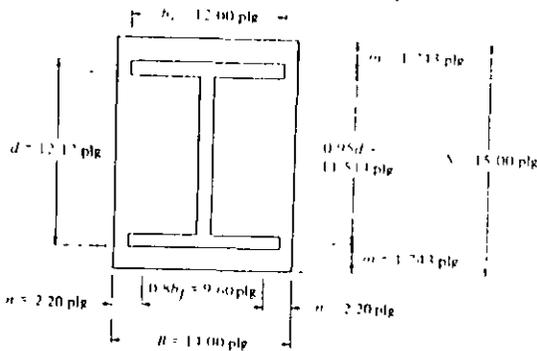


Figura 7-12

4. Cálculo de P_o (carga asociada al área encerrada por la columna)

$$P_o = \frac{P_u}{B \times N} b_f d = \frac{548}{(14)(15)} (12.00)(12.12) = 379.5 \text{ klb}$$

5. Valor del área en forma de H

Problemas

$$A_H = \frac{P_o}{0.6(0.85) \sqrt{A_2} b_f d f'_c} \leq \frac{P_o}{(0.6)(1.7 f'_c)}$$

$$A_H = \frac{379.5}{(0.6)(0.85) \sqrt{11\,664} / (12.00 \times 12.12)(3)} = 27.7 \text{ plg}^2$$

$$A_H = \frac{379.5}{(0.6)(1.7 \times 3)} = 124.0 \text{ plg}^2$$

6. Longitud c del voladizo

$$c = \frac{(d + b_f - t_f) - \sqrt{(d + b_f - t_f)^2 - 4(A_H - t_f b_f)}}{4}$$

$$c = \frac{(12.12 + 12.00 - 0.605) - \sqrt{(12.12 + 12.00 - 0.605)^2 - 4(30.9 - 0.605 \times 12.00)}}{4}$$

$$c = 0.452 \text{ plg}$$

7. Espesor de la placa

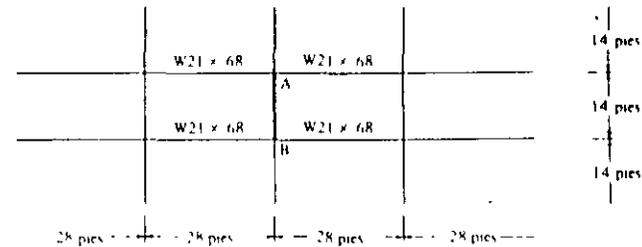
$$t_p = n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y B N}} = 2.20 \sqrt{\frac{(2)(548)}{(0.9)(36)(14)(15)}} = 0.883 \text{ plg}$$

$$t_p = c \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y A_H}} = 0.452 \sqrt{\frac{(2)(379.5)}{(0.9)(36)(27.7)}} = 0.416 \text{ plg}$$

Use PL $\frac{1}{8} \times 14 \times 15$

PROBLEMAS

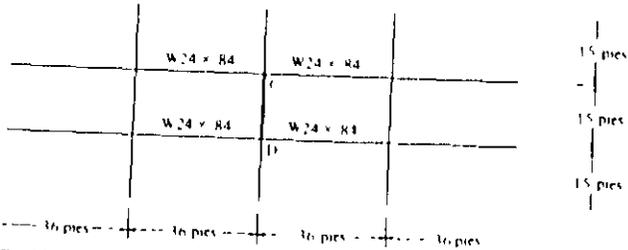
7-1. Seleccione una sección W12 para la columna AB mostrada en la figura. $P_u = 1100$ klb. Use acero A36. Las columnas arriba y abajo de la AB son aproximadamente del mismo tamaño que ésta. Considere sólo acciones en el plano. (a) Suponga comportamiento elástico. (b) Suponga comportamiento inelástico. (Resp. W12 \times 152, W12 \times 136)



Problema 7-1

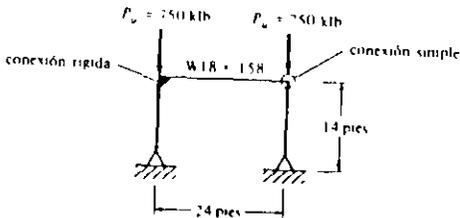
Diseño de miembros a compresión cargados axialmente (continuación)

- 7-2. Repita el problema 7-1 con $F_c = 50 \text{ klb/plg}^2$.
- 7-3. Repita el problema 7-1 considerando una W14. (Resp. W14 x 145, W14 x 132)
- 7-4. Seleccione una W14 para la columna CD mostrada en la figura. Considere sólo acciones en el plano (a) Suponga comportamiento elástico (b) Suponga comportamiento inelástico $P_u = 1330 \text{ klb}$ y use acero A36. Las columnas arriba y abajo de la CD son aproximadamente del mismo tamaño que ésta.



Problema 7-4

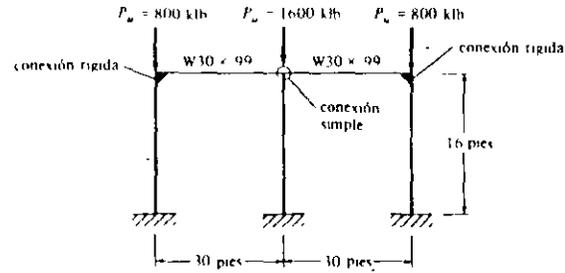
- 7-5. Diseñe las columnas del marco mostrado con base en secciones W12 y acero A36, utilice el procedimiento inelástico del factor K . Las columnas están soportadas arriba y abajo contra desplazamientos fuera del plano de modo que $K = 1.0$ en esa dirección. El lado es posible en el plano del marco. Diseñe la columna derecha usando $K = 1.0$ y la columna izquierda con K determinado por medio del nomograma; $P_u = 1500 \text{ klb}$. La viga está rigidamente conectada a la columna izquierda y tiene una conexión simple con la columna derecha. (Resp. W12 x 106, W12 x 210)



Problema 7-5

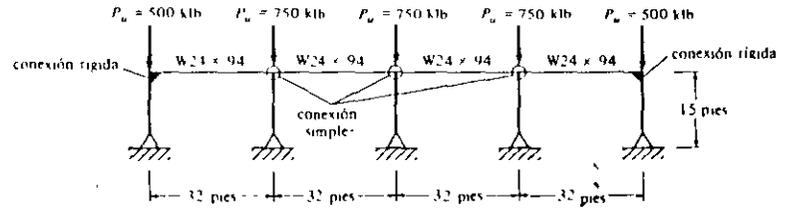
- 7-6. Repita el problema 7-5 con $P_u = 880 \text{ klb}$.
- 7-7. Las columnas del marco mostrado en la figura están soportadas arriba y abajo contra desplazamientos hacia afuera del plano del marco de modo que $K = 1.0$ en esa dirección. El lado es posible en el plano del marco. Diseñe la columna interior suponiendo $K = 1.0$ y las columnas exteriores con K determinado con el nomograma; $P_u = 1600 \text{ klb}$. Use acero A36 y una sección W14. (Resp. W14 x 193, W14 x 193)

Problemas



Problema 7-7

- 7-8. Repita el problema 7-7 con $F_c = 50 \text{ klb/plg}^2$.
- 7-9. En el marco mostrado en la figura las vigas están rigidamente conectadas a las columnas exteriores y simplemente apoyadas en las columnas interiores. Las columnas están soportadas arriba y abajo contra desplazamientos hacia afuera del plano del marco de modo que $K = 1.0$ en esa dirección. El lado es posible en el plano del marco. Diseñe las columnas interiores suponiendo $K = 1.0$ y las exteriores con K determinado con ayuda del nomograma; use secciones W14 en ambos casos y acero A36; $P_u = 1625 \text{ klb}$. (Resp. W14 x 99, W14 x 233)



Problema 7-9

- 7-10. Repita el problema 7-9 con $F_c = 50 \text{ klb/plg}^2$ y suponiendo que la sección de la viga es una W24 x 76.
- 7-11. Diseñe una placa de base de acero A36 para una columna W14 x 82 con una carga muerta de trabajo de 120 klb y una carga viva de trabajo de 460 klb. La resistencia del concreto a los 28 días es de 3 klb/plg². El tamaño de la zapata es de 11 x 11 pies. (Resp. placa 1 1/2 x 15 x 20 plg)
- 7-12. Diseñe una placa de base de acero A36 para una columna W12 x 106 con una carga muerta de trabajo de 100 klb y una carga viva de trabajo de 420 klb. La resistencia del concreto a los 28 días es de 4 klb/plg². El tamaño de la zapata es de 12 x 12 pies.
- 7-13. Repita el problema 7-12 con la columna soportada por un pedestal de 28 x 28 plg. (Resp. placa de 1 1/4 x 13 x 16 plg)
- 7-14. Diseñe una placa de base de acero A36 para una columna W14 x 120 que soporta una carga axial $P_u = 960 \text{ klb}$. La zapata es de 10 x 10 pies y $f'_c = 3 \text{ klb/plg}^2$.

Vigas



Puente Avenida Harrison en Beaumont, Tex. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation.)

8-1 TIPOS DE VIGAS

Las vigas son miembros que soportan cargas transversales. Se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales; sin embargo, existen excepciones, por ejemplo, el caso de los cabios.

Entre los muchos tipos de vigas cabe mencionar las siguientes: viguetas, dinteles, vigas de fachada, largueros de puente y vigas de piso. Las *viguetas* son vigas estrechamente dispuestas para soportar los pisos y techos de edificios; los *dinteles* se colocan sobre aberturas en muros de mampostería como puertas y ventanas. Las *vigas de fachada* soportan las paredes exteriores de edificios y también parte de las cargas de los pisos y corredores. Se considera que la capacidad de las vigas de acero para soportar muros de mampostería (junto con la invención de los elevadores) como parte de un marco estructural, permitió la construcción de los rascacielos actuales. Los *largueros de puente* son las vigas en los pisos de puentes que corren paralelas a la superficie de rodamiento, en tanto que las *vigas de piso* son las vigas que en muchos pisos de puentes corren perpendicularmente a la superficie de rodamiento y se usan para transferir las cargas del piso, de los largueros de puente a las trabes o armaduras sustentantes. El término trabe se usa en forma algo ambigua, pero usualmente denota una viga grande a la que se conectan otras de menor tamaño. Estos y otros tipos de vigas se analizan en las secciones que siguen.

8-2 PERFILES USADOS EN VIGAS

Los perfiles W generalmente resultan las secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a las canales y a las secciones S. Las canales se usan a veces como largueros cuando las cargas son pequeñas y en lugares en donde se requieren patines estrechos. Estas tienen muy poca resistencia a fuerzas laterales y requieren soporte lateral como se ilustró en el capítulo 4. Los per-

files W tienen un mayor porcentaje de acero concentrado en sus patines que las vigas S, por lo que poseen mayores momentos de inercia y momentos resistentes para un mismo peso. Estos son relativamente anchos y tienen una rigidez lateral apreciable. (El poco espacio dedicado a las vigas S en el manual LRFD evidencia claramente cómo ha disminuido su uso respecto a años anteriores. Hoy en día se usan principalmente para situaciones especiales como cuando se requieren anchos pequeños de patines, cuando las fuerzas cortantes son muy grandes o cuando son convenientes mayores espesores de patín en la cercanía del alma por motivos de flexión lateral.)

Otro tipo común de viga es la vigueta de alma abierta que se analiza con detalle en el capítulo 16. Este tipo de viga que se usa comúnmente para soportar losas de piso y techo es en realidad una armadura ligera de cuerdas paralelas. Resulta muy económica para grandes claros y cargas ligeras.

8-3 ESFUERZOS DE FLEXION

Consideraremos una viga de sección rectangular y los diagramas de esfuerzos de la fig. 8.1 para estudiar los esfuerzos de flexión. (Para este análisis inicial supondremos que el patín a compresión de la viga está completamente soportado contra el pandeo lateral. El pandeo lateral se estudiará en el capítulo 9). Si la viga está sujeta a momento flexionante el esfuerzo en cualquier punto puede calcularse con la fórmula de la flexión, $f_b = Mc/I$. Debe recordarse que esta expresión es aplicable solamente cuando el máximo esfuerzo calculado en la viga es menor que el límite elástico.

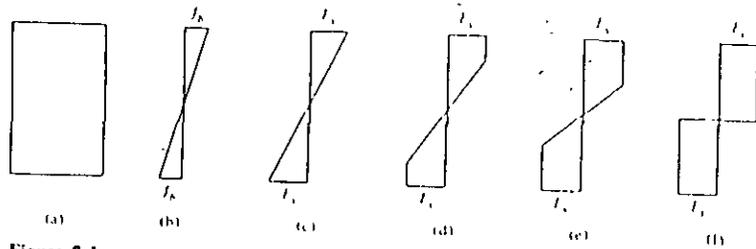


Figura 8-1

La fórmula se basa en las hipótesis elásticas usuales: el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, una sección plana antes de la flexión permanece plana después de la aplicación de las cargas, etc. El valor $1/c$ es una constante para una sección específica y se denomina *Módulo de sección* (S). La fórmula de la flexión puede escribirse entonces de la manera siguiente:

$$f_b = \frac{M}{S}$$

en donde $S = 1/c$ es el módulo de sección.

Inicialmente, cuando el momento se aplica a la viga, el esfuerzo varía linealmente desde el eje neutro hasta las fibras extremas. Esta situación se muestra en la fig. 8.1 (b). Si se incrementa el momento se mantendrá la variación lineal de los esfuerzos hasta que se alcanza el esfuerzo de fluencia en las fibras extremas como se muestra en la parte (c) de la figura. El *momento de fluencia* de una sección transversal se define como el momento para el cual empiezan a fluir las fibras extremas de la sección.

Si el momento en una viga de acero dúctil se incrementa más allá del momento de fluencia, las fibras extremas que se encontraban previamente sometidas al esfuerzo de fluencia se mantendrán bajo este mismo esfuerzo, pero en estado de fluencia y el momento resistente adicional necesario lo proporcionarán las fibras más cercanas al eje neutro. Este proceso continuará con más y más partes de la sección transversal de la viga, alcanzando el esfuerzo de fluencia como se muestra en los diagramas de esfuerzos (d) y (e) de la figura, hasta que finalmente se alcanza la distribución plástica total mostrada en (f). Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado esta etapa se dice que se ha formado una *articulación plástica* porque no puede resistirse en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causará una rotación en la viga con pequeño incremento del esfuerzo.

El *momento plástico* es el momento que producirá una plastificación completa en una sección transversal del miembro creándose ahí mismo una articulación plástica. La relación del momento plástico M_p al momento de fluencia M_f se denomina

8-5 Diseño elástico

factor de forma. Los factores de forma son iguales a 1.50 en las secciones rectangulares y varían entre 1.10 y 1.20 en las secciones laminadas estándar.

8-4 ARTICULACIONES PLASTICAS

Esta sección se dedica a describir la formación de una articulación plástica en la viga simple mostrada en la fig. 8.2. La carga mostrada aplicada a la viga crece en magnitud hasta que se alcanza el momento de fluencia con las fibras extremas sometidas al esfuerzo F_y ; la magnitud de la carga continúa incrementándose y las fibras extremas empiezan a fluir; la plastificación se extiende hacia otras fibras fuera de la sección de momento máximo como se indica en la figura. La longitud en donde se presenta esta plastificación hacia ambos lados de la sección considerada, depende de las condiciones de carga y de la sección transversal del miembro. Para una carga concentrada aplicada en el centro del claro de una viga simple con sección rectangular, la plastificación en las fibras extremas en el momento que se forma la articulación plástica se extenderá sobre un tercio del claro. En un perfil W en circunstancias similares, la fluencia se extenderá aproximadamente sobre un octavo del claro. Durante este mismo período las fibras interiores en la sección de momento máximo fluirán gradualmente hasta que todas alcancen el esfuerzo F_y y se forme una articulación plástica como se ve en la fig. 8.2.

Aunque el efecto de una articulación plástica se extiende sobre un cierto tramo a lo largo de la viga, se supone que la articulación está concentrada en una sola sección para propósitos de análisis. Para el cálculo de deflexiones y para el diseño del soporte lateral, la longitud sobre la cual se extiende la fluencia es de gran importancia.

Cuando los marcos de acero se cargan hasta la falla, los puntos en donde se concentra la rotación (articulaciones plásticas) resultan visibles al observador antes de que ésta ocurra.

8-5 DISEÑO ELASTICO

Hasta hace pocos años, casi todas las vigas de acero se diseñaban con base en la teoría elástica. La carga máxima que una estructura podía soportar se suponía igual a la carga que primero generaba un esfuerzo igual al de fluencia del material. Los

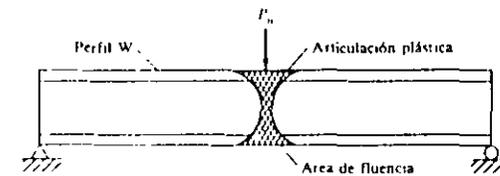


Figura 8-2

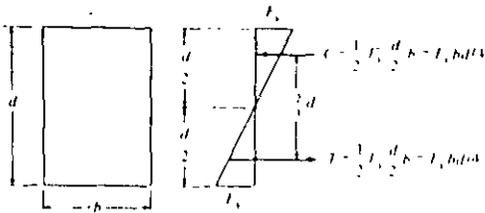


Figura 8-3

miembros se diseñaban de manera que los esfuerzos de flexión calculados para cargas de servicio no excediesen el esfuerzo de fluencia dividido entre un factor de seguridad (1.5 a 2). Las estructuras se diseñaron durante muchas décadas mediante este método con resultados satisfactorios. Sin embargo, los proyectistas saben desde hace muchos años que los miembros dúctiles no fallan sino hasta que ocurre una gran plastificación después de que se alcanza el esfuerzo de fluencia. Esto significa que tales miembros tienen mayores márgenes de seguridad contra la falta que lo que parece indicar la teoría elástica.

8-6 EL MODULO PLASTICO

El momento de fluencia M_f es igual al esfuerzo de fluencia por el módulo elástico. El módulo elástico es igual a I/c o $bd^2/6$ para una sección rectangular; el momento de fluencia es entonces igual a $F_y \frac{bd^2}{6}$. Este mismo valor puede obtenerse considerando el par interno resistente mostrado en la fig. 8-3.

El momento resistente es igual a T o C multiplicado por el brazo de palanca entre ellos:

$$M_f = \left(\frac{F_y \cdot b \cdot d}{4} \right) \left(\frac{2}{3} d \right) = \frac{F_y \cdot b \cdot d^2}{6}$$

Se observa que el módulo elástico de la sección es igual nuevamente a $bd^2/6$ para una viga de sección rectangular.

El momento resistente plástico M_p puede determinarse de manera similar; también es el momento nominal de la sección, M_n . Este momento plástico o nominal es igual a T o C veces el brazo de palanca entre ellos. Para la viga rectangular de la figura 8.4 se tiene

$$M_p = M_n = T \cdot \frac{d}{2} = C \cdot \frac{d}{2} = \left(F_y \cdot \frac{b \cdot d}{2} \right) \left(\frac{d}{2} \right) = F_y \cdot \frac{b \cdot d^2}{4}$$

Se dice que el momento plástico es igual al esfuerzo de fluencia multiplicado por el módulo plástico. De la expresión anterior para una sección rectangular, se ve

8-6 El módulo plástico

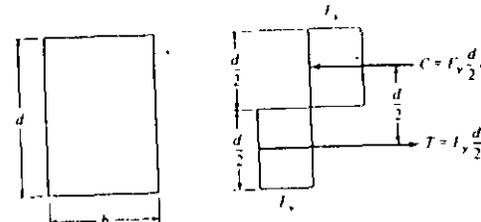


Figura 8-4

que el módulo plástico Z es igual a $bd^2/4$. El factor de forma, que es igual a M_p/M_f , a $F_y Z/F_y S$, o a Z/S , es $(bd^2/4)/(bd^2/6) = 1.50$ para una sección rectangular. El módulo plástico es igual al momento estático de las áreas a tensión y a compresión respecto al eje neutro. A menos que la sección sea simétrica, el eje neutro para la condición plástica no coincidirá con el de la condición elástica. La compresión interna total debe ser igual a la tensión interna total. Como todas las fibras tienen el mismo esfuerzo (F_y) en la condición plástica, las áreas arriba y abajo del eje neutro deben ser iguales. Esta situación no se presenta en secciones asimétricas en la condición elástica. El ejemplo 8-1 ilustra los cálculos necesarios para determinar el factor de forma de una viga T y la carga uniforme nominal w_u que la viga teóricamente puede soportar.

EJEMPLO 8-1

Determine M_n , M_p y Z para la viga T de acero mostrada en la fig. 8-5. Calcule también el factor de forma y la carga uniforme nominal (w_u) que puede aplicarse a la viga en un claro simple de 12 pies, $F_y = 36 \text{ klb/plg}^2$.

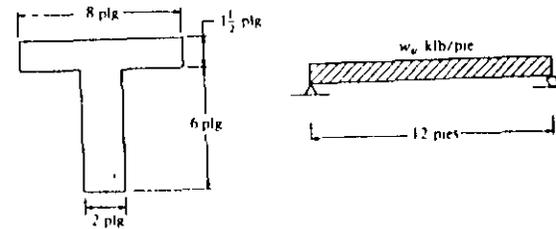


Figura 8-5

Solución:

Cálculos elásticos:

$$I = (8)(1\frac{1}{2})^3 + (6)(2)^3 = 24 \text{ plg}^2$$

$$\bar{y} = \frac{(12)(0.75) + (12)(4.5)}{24} = 2.625 \text{ plg desde el patín superior}$$

$$I = \left(\frac{1}{12}\right)(2)(1.125^3 + 4.875^3) + \left(\frac{1}{12}\right)(8)(1\frac{1}{2})^3 + (12)(1.875)^2 = 122.4 \text{ plg}^4$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{122.4}{4.875} = 25.1 \text{ plg}^3$$

$$M_v = F_v S = \frac{(36)(25.1)}{12} = 75.1 \text{ klb/pie}$$

Cálculos plásticos: Eje neutro en la base del patín

$$Z = (12)(0.75) + (12)(3) = 45 \text{ plg}^3$$

$$M_n = F_v Z = \frac{(36)(45)}{12} = 135 \text{ klb-pie}$$

$$\text{Factor de forma} = \frac{M_n}{M_v} = \frac{Z}{S} = \frac{45}{25.1} = 1.79$$

$$M_n = \frac{w_p L^2}{8}$$

$$w_p = \frac{(8)(135)}{(12)} = 7.5 \text{ klb/pie}$$

Los valores de los módulos plásticos para secciones estándar de acero están tabulados en la tercera parte del manual LRFD bajo el encabezado *Load Factor Design Selection Table for Shapes Used as Beams* (Tabla para la selección de perfiles usados como vigas según el método de diseño por factor de carga), así como en la sección *Dimensions and Properties* (Dimensiones y propiedades) en la primera parte del manual. Esos valores Z se usarán frecuentemente a lo largo del texto.

8-7 TEORÍA DEL ANALISIS PLÁSTICO

La teoría plástica básica tiene que ver con la distribución de esfuerzos en una estructura, después de que en ciertos puntos de ésta se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia. Según la teoría plástica, aquellas partes de una estructura que han alcanzado el esfuerzo de fluencia no pueden resistir esfuerzos adicionales, más bien, esas partes fluirán la cantidad necesaria para permitir que la carga o esfuerzos adicionales sean transferidos a otras partes de la estructura donde los esfuerzos se encuentran por debajo del esfuerzo de fluencia y son capaces de absorber esfuerzos adicionales. Se puede decir que la plasticidad sirve para igualar los esfuerzos en casos de sobrecarga. Hacia 1914, el Dr. Gabor Kármán, de Hungría, percibió que la ductilidad del

8-8 El mecanismo de hundimiento

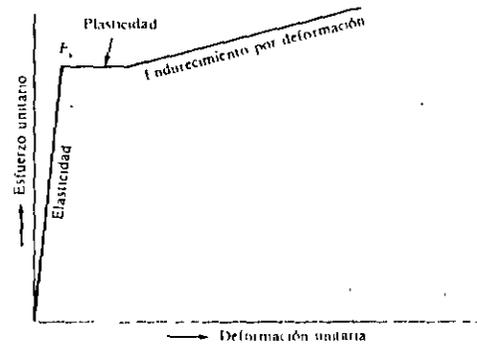


Figura 8-6

acero permitía una redistribución de esfuerzos cuando se sobrecargaban las estructuras estáticamente indeterminadas.¹ En Estados Unidos, el Prof. J.A. Van den Broek, presentó su teoría de la plasticidad que llamó diseño al límite. Esta teoría fue publicada en un artículo titulado *Theory of Limit Design* (Teoría del diseño al límite), en febrero de 1939, en los *Proceedings of the ASCE*.

Para esta exposición, se considera que el diagrama esfuerzo-deformación, tiene la forma ideal mostrada en la fig. 8-6. Se supone que para este acero coinciden en el mismo punto tanto el punto de fluencia, como el límite de proporcionalidad, y, que el diagrama esfuerzo-deformación es una línea recta en la zona plástica. Más allá de la zona plástica, está la zona de endurecimiento por deformación. En esta última zona, teóricamente podría permitirse que los miembros de acero soportasen esfuerzo adicional pero, desde el punto de vista práctico, las deformaciones ocasionadas serían tan grandes que no pueden considerarse. Además, el pandeo inelástico limitará la habilidad de una sección para desarrollar un momento mayor que M_n , aun si el endurecimiento por deformación es apreciable.

8-8 EL MECANISMO DE HUNDIMIENTO

Una viga estáticamente determinada falla si se desarrolla en ella una articulación plástica. Para ilustrar este hecho, se considera la viga mostrada en la fig. 8-7(a) de sección transversal constante, solicitada por una carga concentrada a la mitad del claro. Si se incrementa la carga hasta producir una articulación plástica en el punto de momento máximo (en este caso abajo de la carga), se daría lugar a una estructura inestable, como se muestra en la parte (b) de la figura. Cualquier incremento adicio-

¹Lynn S. Beedle, *Plastic Design of Steel Frames* (Diseño plástico de marcos de acero) (Nueva York, Wiley, 1958) pág. 3.

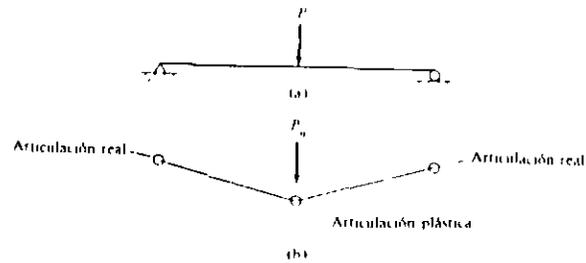


Figura 8-7

nal de la carga causaría la falla. P_n representa la carga máxima nominal o teórica que la viga puede soportar. Para que una estructura estáticamente indeterminada falle, es necesario que se forme más de una articulación plástica. Se demostrará que el número de articulaciones plásticas necesarias para que fallen las estructuras estáticamente indeterminadas, varía de estructura a estructura, pero nunca pueden ser menos de dos. La viga empotrada en sus dos extremos, que se muestra en la fig. 8-8, no puede fallar si no se han formado las tres articulaciones plásticas indicadas.

Aun cuando en una estructura estáticamente indeterminada se haya formado una articulación plástica la carga puede aún incrementarse sin que ocurra la falla, siempre que la geometría de la estructura lo permita. La articulación plástica actuará como una articulación real, por lo que respecta al incremento de carga. A medida que la carga se incrementa, hay una redistribución de momentos, pues la articulación plástica no puede soportar mayor momento. Al ir apareciendo en la estructura otras articulaciones plásticas, llegará el momento en que habrá el número suficiente de ellas, para causar la falla de la estructura. En realidad, puede proporcionarse cierta carga adicional después del momento indicado, y antes de que la falla ocurra, ya que los esfuerzos serían los correspondientes a la zona de endurecimiento del material; sin embargo, esta condición no es digna de tomarse en cuenta porque las deformaciones son demasiado grandes para ser aceptables.

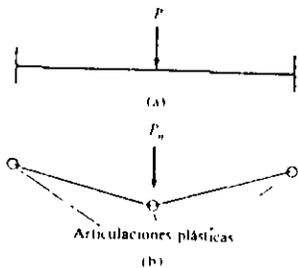


Figura 8-8

8-9 El método del trabajo virtual

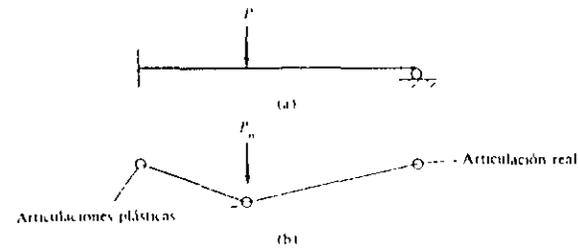


Figura 8-9

La viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro, de la fig. 8-9 es un ejemplo de una estructura que fallará después de la aparición de dos articulaciones plásticas. Para que se produzca la falla se necesitan tres articulaciones; se tiene una real en el extremo derecho, y al aparecer dos en el cuerpo de la viga, se tendrá completo el mecanismo de falla. En esta viga, el mayor momento elástico causado por la carga concentrada de diseño, está en el empotramiento. A medida que la magnitud de la carga se incrementa se va formando una articulación plástica en dicho punto.

La carga puede incrementarse nuevamente hasta que el momento en algún otro punto alcance el valor del momento plástico (en este caso es en el punto donde está la carga concentrada.) Una carga adicional causará la falla de la viga. Se llama mecanismo de falla a la disposición de articulaciones plásticas y quizá de articulaciones reales que permiten la falla de la estructura. Las partes (b) en las figs. 8-7, 8-8 y 8-9, muestran mecanismos de falla para varias vigas.

Después de observar el gran número de vigas doblemente empotradas y empotradas en un extremo y apoyadas en el otro, utilizadas como ilustración en este libro, el lector podría formarse la idea errónea de que encontrará frecuentemente esas vigas en la práctica de la ingeniería. Estos tipos de vigas, son difíciles de encontrar en las estructuras reales, pero es muy conveniente utilizarlas en ejemplos ilustrativos, sobre todo al hacer la introducción al análisis plástico, antes de considerar vigas continuas y marcos.

8-9 EL METODO DEL TRABAJO VIRTUAL

Un método muy satisfactorio usado para el análisis plástico de estructuras es el *método del trabajo virtual*. Se supone que la estructura considerada está cargada a su capacidad nominal M_p y que luego se deflexiona con un desplazamiento pequeño adicional después de que se alcanza la carga última. El trabajo realizado por las cargas externas durante este desplazamiento se iguala al trabajo interno absorbido por las articulaciones. En esta exposición se usa la teoría del ángulo pequeño. Según esta teoría, el seno de un ángulo pequeño es igual a la tangente del mismo ángulo y también el ángulo expresado en radianes. En las páginas que siguen, el autor usa esos

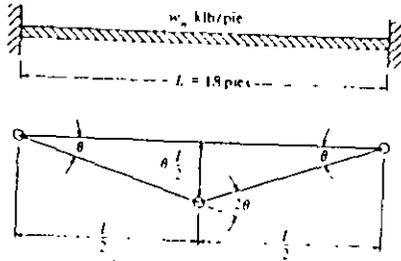


Figura 8-10

valores de modo intercambiable porque los desplazamientos pequeños considerados aquí, producen rotaciones o ángulos extremadamente pequeños.

Como pequeña ilustración, se considera la viga doblemente empotrada con carga uniformemente repartida de la fig. 8-10. Dicha viga y su mecanismo de falla, se reproducen en la figura. Por simetría, las rotaciones en las articulaciones plásticas de los extremos son iguales y se representan por θ en la figura; así, la rotación en la articulación plástica del centro, será 2θ .

El trabajo realizado por la carga externa total ($w_n L$), es igual al producto de $w_n L$ multiplicado por la deformación angular promedio del mecanismo. La deformación angular promedio es igual a la mitad de la deformación de la articulación plástica del centro ($\frac{1}{2} \times \theta \times L/2$). El trabajo externo se iguala al trabajo interno absorbido por las articulaciones, o a la suma de los productos de M_n en cada articulación plástica por el ángulo que ha girado. De la expresión resultante pueden despejarse los valores M_n y w_n como sigue.

$$M_n(\theta + 2\theta + \theta) = w_n L \left(\frac{1}{2} \times \theta \times \frac{L}{2} \right)$$

$$M_n = \frac{w_n L^2}{16}$$

$$w_n = \frac{16M_n}{L^2}$$

Para el caso de 18 pies utilizado en la fig. 8-10, resultan los valores:

$$M_n = \frac{(w_n)(18)^2}{16} = 20.25 w_n$$

$$w_n = \frac{M_n}{20.25}$$

8-9 El método del trabajo virtual

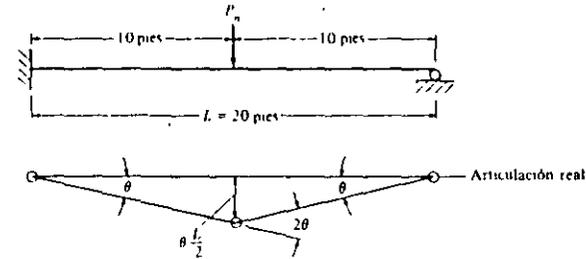


Figura 8-11

El análisis plástico de la fig. 8-11 puede utilizarse de modo semejante para la viga apoyada en un extremo y empotrada en el otro. Otra vez las rotaciones en los extremos son iguales, y se supone que valen θ .

El trabajo realizado por la carga externa P_n al moverse la distancia $\theta L/2$ se iguala al trabajo interno realizado por los momentos plásticos en las articulaciones. Nótese que no hay momento en la articulación real en el extremo derecho de la viga.

$$M_n(\theta + 2\theta) = P_n \left(\theta \frac{L}{2} \right)$$

$$M_n = \frac{P_n L}{6} \quad (\text{o } 3.33 P_n \text{ para la viga mostrada de 20 pies})$$

$$P_n = \frac{6M_n}{L} \quad (\text{o } 0.3 M_n \text{ para la viga mostrada de 20 pies})$$

La viga empotrada en ambos extremos, de la fig. 8-12, se considerará ahora; se muestra su mecanismo de falla y las rotaciones angulares supuestas. De esta figura se pueden determinar los valores de M_n y P_n mediante el método del trabajo virtual, como sigue:

$$M_n(2\theta + 3\theta + \theta) = P_n \left(2\theta \times \frac{L}{3} \right)$$

$$M_n = \frac{P_n L}{9} \quad (\text{o } 3.33 P_n \text{ para esta viga})$$

$$P_n = \frac{9M_n}{L} \quad (\text{o } 0.3 M_n \text{ para esta viga})$$

El lector que inicia el estudio del análisis plástico, necesita aprender a pensar en todas las posibilidades de falla que tiene una estructura particular; tal hábito resulta de máxima importancia cuando se empiezan a analizar estructuras más compli-

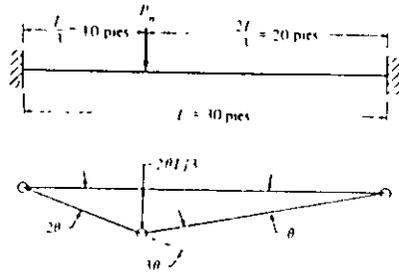


Figura 8-12

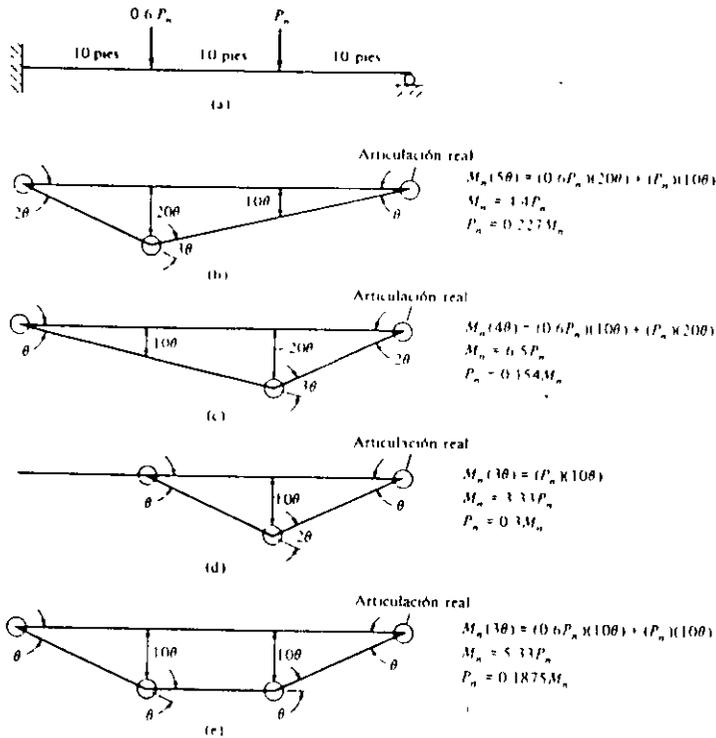


Figura 8-13

8-10 Localización de la articulación plástica para cargas uniformes

casas. En el siguiente ejemplo ilustrativo de análisis plástico, se usará el método del trabajo virtual para la viga propuesta en la fig. 8-13; esta viga que soporta dos cargas concentradas se muestra acompañada de cuatro posibles mecanismos de falla, incluyendo los cálculos necesarios. Es cierto que los mecanismos de las figuras (b), (d) y (e) no son críticos, pero este hecho no es obvio para el lector normal, a menos que haga los cálculos del trabajo virtual para cada caso. El mecanismo (c) de la figura, se basa en la hipótesis de que el momento plástico se alcanza simultáneamente bajo las cargas concentradas (una situación que bien podría ocurrir).

El valor para el cual la carga de falla es mínimo en función de M_n es el valor correcto, (o el valor donde M_n es máximo en función P_n). Para esta viga, la segunda articulación plástica se forma en la carga concentrada P_n , siendo P_n igual a $0.154 M_n$.

8-10 LOCALIZACION DE LA ARTICULACION PLASTICA PARA CARGAS UNIFORMES

No existe dificultad para localizar las articulaciones plásticas en la viga con carga uniformemente repartida y doblemente empotrada; pero para otras vigas, también con carga uniformemente repartida, empotradas en un extremo y apoyadas en el otro, o aun en vigas continuas, el problema es un tanto más difícil. En esta sección se considera la viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro con carga uniformemente distribuida, mostrado en la fig. 8-14(a).

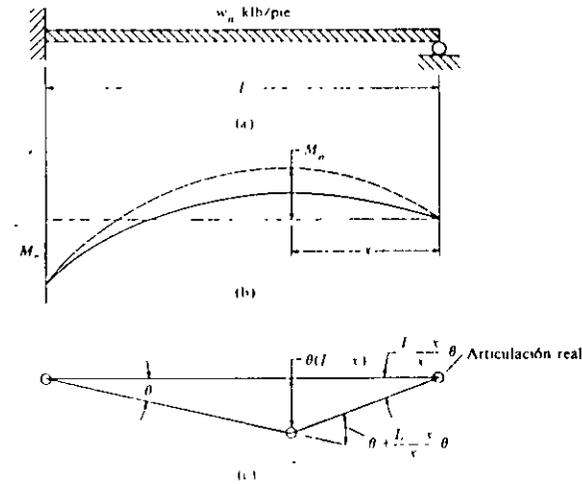


Figura 8-14

El diagrama de momentos flexionantes para esta viga trabajando elásticamente se muestra en la parte (b) de la figura. A medida que la carga uniforme se incrementa, se formará una articulación plástica en el extremo empotrado. Ahora, la viga será en efecto una viga "simplemente apoyada", con una articulación plástica en un extremo y una articulación real en el otro. Los incrementos subsecuentes de la carga, causarán la modificación del diagrama de momentos, como se ha representado con línea interrumpida en la parte (b) de la figura. Este proceso continuará hasta que en algún otro lugar (en la figura, a una distancia x del apoyo de la derecha), el momento valga M_p y produzca otra articulación plástica.

La expresión del trabajo virtual para el mecanismo de falla de esta viga, mostrado en la parte (c) de la fig. 8-14 se escribe como sigue:

$$M_p \left(\theta + \theta + \frac{L-x}{r} \theta \right) - (w_u L)(\theta)(L-x) \left(\frac{1}{2} \right)$$

Despejando M_p de esta ecuación y, haciendo $dM_p/dx = 0$, se encuentra que $x = 0.414 L$. Este valor es aplicable también a claros extremos de vigas continuas con cargas uniformemente repartidas, con extremos simplemente apoyados, y se ilustrará en la siguiente sección.

La viga anterior y su mecanismo de falla, se reproducen en la fig. 8-15. Utilizando el procedimiento del trabajo virtual, la expresión del momento plástico es:

$$M_p(\theta + 2.414\theta) - (w_u L)(0.586\theta L) \left(\frac{1}{2} \right)$$

$$M_p = 0.0858 w_u L^2$$

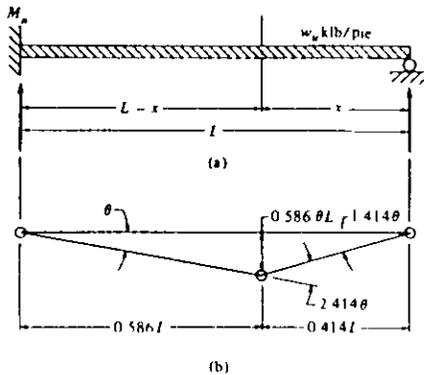


Figura 8-15

8-11 VIGAS CONTINUAS

Las vigas continuas son estructuras muy comunes. Su continuidad hace que su análisis sea algo complicado al usar la teoría elástica y la distribución resultante de esfuerzos no es tan exacta como pudiera suponerse aun al emplear alguno de los métodos "exactos" de análisis.

El análisis plástico es aplicable tanto a estructuras continuas como a vigas de un solo claro. Los valores resultantes reflejan en forma más realista la resistencia límite de una estructura, que la que se obtiene con el análisis elástico. Las vigas continuas pueden tratarse con el método del trabajo virtual tal como se hizo en el caso de las vigas indeterminadas de un solo claro. Los ejemplos 8-2 y 8-3 se presentan para ilustrar dos casos elementales de vigas continuas.

Se supone aquí que la falla ocurre si una parte o el total de la estructura falla. En las vigas continuas que analizaremos, se escriben las expresiones del trabajo virtual para cada claro por separado; de las expresiones resultantes se pueden despejar las cargas máximas que las vigas pueden soportar.

EJEMPLO 8-2

Se ha seleccionado una W18 x 55 ($Z_x = 112 \text{ plg}^3$) para la viga mostrada en la fig. 8-16. Considerando acero A36 y soporte lateral total, determine el valor de w_u .

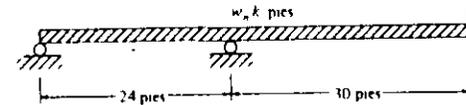
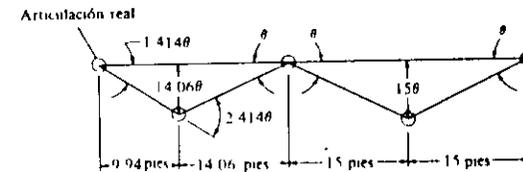


Figura 8-16

Solución:

$$M_p = F_y Z_x = \frac{(36)(112)}{12} = 336 \text{ kft-pie}$$

Mecanismo de falla en los dos claros:



Claro izquierdo.

$$(M_n)(3.414\theta) - (24w_n)\left(\frac{1}{2}\right)(14.06\theta)$$

$$w_n = 0.0202 M_n = (0.0202)(336) = 6.8 \text{ klb/pie}$$

Claro derecho:

$$(M_n)(4\theta) - (30w_n)\left(\frac{1}{2}\right)(15\theta)$$

$$w_n = 0.0178 M_n = (0.0178)(336) = \underline{5.97 \text{ klb/pie}}$$

Claros adicionales incrementan poco la cantidad de trabajo implícito en el análisis plástico. No puede decirse lo mismo del análisis elástico. El ejemplo 8-3 ilustra el análisis de una viga con tres claros, cargada con una carga concentrada en cada claro. El estudiante con base en su conocimiento del análisis elástico, percibirá que las articulaciones plásticas se formarán primero en los apoyos interiores y luego en los centros de los claros extremos; en ese momento cada claro extremo poseerá un mecanismo de falla.

EJEMPLO 8-3

Determine el valor de P_n para la viga de la fig 8-17 cuya sección es una W21 x 44 ($Z_x = 95.4 \text{ plg}^3$) Acero A36.

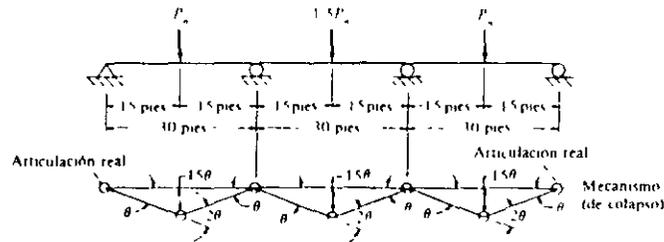


Figura 8-17

Solución.

$$M_n = F_y Z_x = \frac{(36)(95.4)}{12} = 286.2 \text{ klb-pie}$$

Para el primer y tercer claro:

$$(P_n)(15\theta) - M_n(3\theta)$$

$$P_n = 0.2M_n = (0.2)(286.2) = 57.2 \text{ klb}$$

Problemas

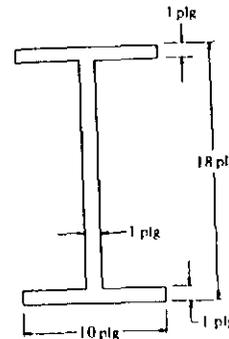
Para el claro central:

$$(1.5P_n)(15\theta) - (M_n)(4\theta)$$

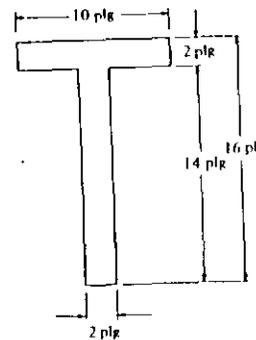
$$P_n = 0.178 M_n = (0.178)(286.2) = 50.9 \text{ klb}$$

PROBLEMAS

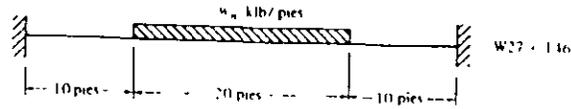
8-1 al 8-10. Encuentre los valores de S_x , Z_x y del factor de forma respecto al eje x de las secciones mostradas a continuación.



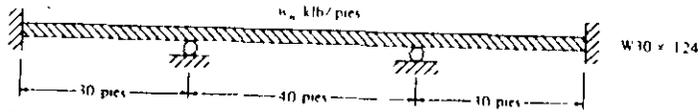
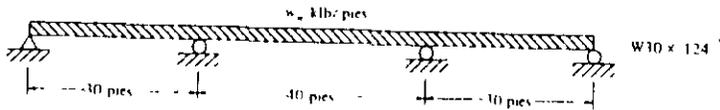
Problema 8-1. (Resp.: 198.7; 234; 1.18)



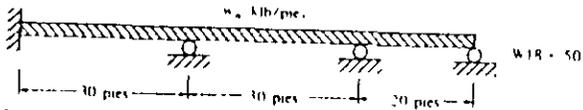
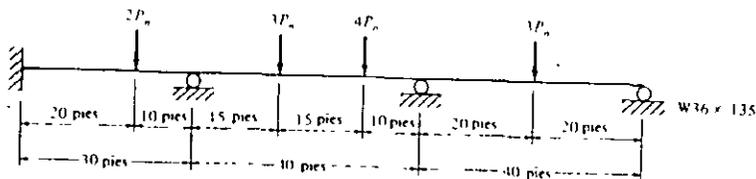
Problema 8-2.



Problema 8-30

Problema 8-31 (Resp. $w_u = 12.24$ k lb/pie)

Problema 8-32

Problema 8-33 (Resp. $w_u = 5.39$ k lb/pie)

Problema 8-34

Diseño de vigas por momentos

9-1 INTRODUCCION

En este capítulo se considerarán los momentos de pandeo de una serie de vigas compactas de acero dúctil con diferentes condiciones de soporte lateral.

1. Primero se supondrá que las vigas tienen soporte lateral continuo en sus patines de compresión.
2. Luego se supondrá que las vigas están soportadas lateralmente a intervalos cortos.
3. Por último se supondrá que las vigas están soportadas a intervalos cada vez más grandes.

En la fig. 9-1 se muestra una curva típica con los momentos resistentes nominales o momentos de pandeo de una viga en función de longitudes variables no soportadas lateralmente.

En la fig. 9-1 se aprecia que las vigas tienen tres distintos intervalos o zonas de pandeo, dependientes de sus condiciones de soporte lateral. Si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente y quedarán en lo que se ha clasificado como zona 1 de pandeo. Conforme se incrementa la separación entre los soportes laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente bajo momentos menores y quedarán en la zona 2. Finalmente, con longitudes aún mayores sin soporte lateral, las vigas fallarán elásticamente y quedarán en la zona 3. En esta sección se presenta una breve exposición de esos tres tipos de pandeo y el resto del capítulo se dedica a un estudio detallado de cada tipo, junto con una serie de ejemplos numéricos.

Pandeo plástico (zona 1) Si ensayáramos una viga compacta con soporte lateral continuo en su patín de compresión, encontraríamos que la podríamos cargar hasta que alcanzara su momento plástico M_p ; una carga mayor produciría una redistribución

bución de momentos, tal como se describió en el capítulo 8. En otras palabras, los momentos en esas vigas pueden alcanzar M_p y luego desarrollar una capacidad de rotación suficiente para que se redistribuyan los momentos.

Si ensayamos ahora una de esas vigas compactas con soporte lateral estrechamente espaciado en su patín de compresión, encontraremos que aún podemos cargarla hasta que se alcance el momento plástico y se redistribuyan los momentos,

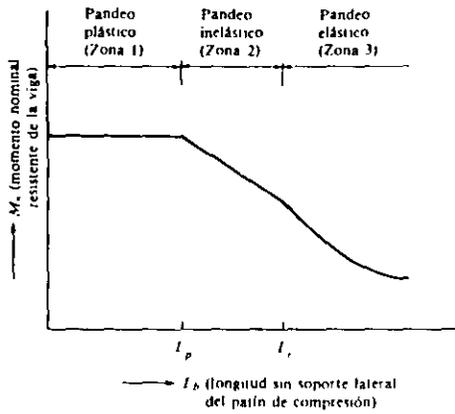
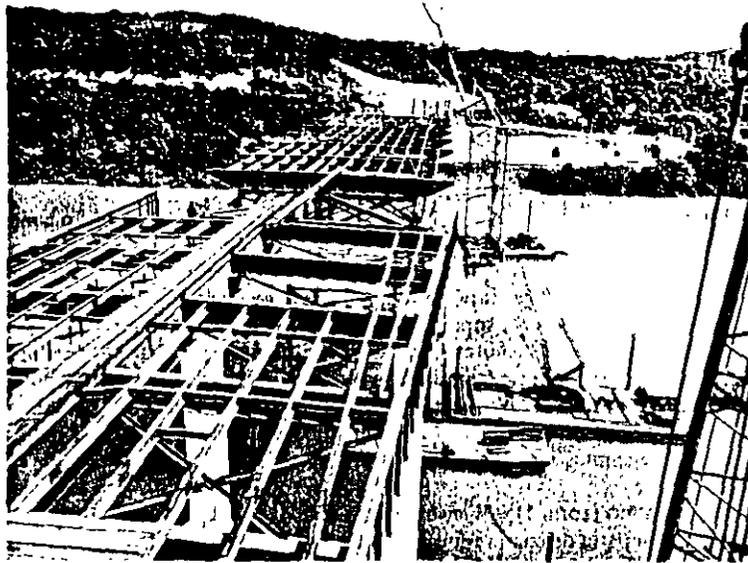


Figura 9-1 Momento nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente, del patín de compresión.



Puente sobre el río Allegheny en Kittanning, Pa (Cortesía de la American Bridge Company.)



Edificio en Boston, Mass (Cortesía de la Owen Steel Company, Inc.)

siempre que la separación entre los soportes laterales no exceda un cierto valor llamado L_p . (El valor de L_p depende de las dimensiones de la sección transversal de la viga y de su esfuerzo de fluencia.)

Pandeo inelástico (zona 2) Si incrementamos la distancia entre los puntos de soporte lateral aún más, la sección puede cargarse hasta que algunas, pero no todas las fibras comprimidas estén bajo el esfuerzo F_y . La sección tendrá una capacidad de rotación insuficiente para permitir la redistribución total de momentos y no se podrá efectuar un análisis plástico. En otras palabras, en esta zona podemos flexionar al miembro hasta que se alcance la deformación de fluencia en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión, antes de que ocurra el pandeo. Este se denomina pandeo inelástico.

Conforme incrementemos la longitud no soportada lateralmente, encontraremos que el momento que la sección resiste, disminuirá, hasta que finalmente la viga falle antes de que se alcance en cualquier punto el esfuerzo de fluencia. La longitud máxima sin soporte lateral con la que aún se puede alcanzar F_y en un punto es el extremo del intervalo inelástico; se denota con L_i , en la fig. 9-1; su valor depende de las propiedades de la sección transversal de la viga, del esfuerzo de fluencia del material y de los esfuerzos residuales presentes en la viga. En este punto, tan pronto como se presente un momento que teóricamente produzca un esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la viga (en realidad, es un valor menor que F_y , debido a la presencia de esfuerzos residuales), la viga se pandeará.

Pandeo elástico (zona 3) Si la longitud no soportada lateralmente es mayor que L_i , la sección se pandeará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto. Al crecer esta longitud, el momento de pandeo se vuelve cada vez más pequeño. Al incrementar el momento en una viga tal, ésta se deflexionará transversalmente más y más hasta que se alcance un valor crítico para el momento (M_c). En este punto la sección transversal de la viga girará y el patín de compresión se moverá lateralmente. El momento M_c , lo proporciona la resistencia torsional y la resistencia al alabeo de la viga; esto se estudiará en la sección 9-7.

9-2 PANDEO PLÁSTICO, ZONA 1

En ésta y las siguientes secciones se presentan fórmulas para el pandeo plástico (zona 1); en las secciones 9-5, 9-6 y 9-7 se presentan fórmulas para el pandeo inelástico (zona 2) y para el pandeo elástico (zona 3). Después de ver algunas de estas expresiones el lector podría pensar que será necesario invertir una gran cantidad de tiempo en sólo sustituir los valores en estas fórmulas. Esto en general no será así, ya que los valores que se busquen se encuentran en tablas y gráficas en el manual LRFD.

Si la longitud sin soporte lateral L_b del patín de compresión de un perfil compacto I o C, incluyendo los miembros híbridos, no excede a L_p (si se usa análisis

9-2 Pandeo plástico, zona 1

elástico) o a L_{pd} (si se usa análisis plástico), entonces la resistencia a la flexión del miembro respecto a su eje mayor puede determinarse como sigue:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

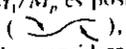
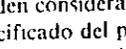
$$M_n = \phi_b M_n = \phi_b F_y Z \quad \text{con } \phi_b = 0.9$$

En un análisis elástico, L_b no debe exceder el siguiente valor de L_p para que M_n sea igual a $F_y Z$.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

En un análisis plástico, L_b (que se define como la longitud sin soporte lateral del patín de compresión en localidades con articulaciones plásticas, asociadas con mecanismos de falla) no debe exceder el valor de L_{pd} dado a continuación para que M_n sea igual a $F_y Z$.

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200 (M_1/M_p)}{F_y} r_y$$

En esta expresión M_1 es el menor de los momentos en los extremos de la longitud no soportada de la viga y la relación M_1/M_p es positiva cuando los momentos flexionan al miembro en doble curvatura (), y negativa si lo flexionan () en curvatura simple. Sólo pueden considerarse aceros con valores de F_y (F_y es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado del patín de compresión) menores o iguales a 65 klb/plg². Los aceros de alta resistencia podrían no ser suficientemente dúctiles.

No existe límite para la longitud no soportada de secciones circulares o cuadradas o de vigas I flexionadas alrededor de sus ejes menores. (Si una viga I se flexiona alrededor de su eje menor, ésta no se pandeará antes de que se desarrolle el momento plástico M_p respecto al eje menor.) La sección F de las especificaciones LRFD proporcionan otros valores para L_p y L_{pd} de barras sólidas rectangulares y de vigas rectangulares en cajón.

Para que esas secciones sean compactas las relaciones ancho a espesor de los patines y almas de secciones I y C están limitadas a los siguientes valores máximos, tomados de la tabla B5.1 de las especificaciones LRFD.

Para patines:

$$\lambda_p = \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

Para almas

$$\lambda_p \approx \frac{h_f}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

En esta última expresión, h_f es la distancia entre las puntas de los filetes en las partes superior e inferior del alma (o sea, el doble de la distancia entre el eje neutro y la cara interior del patín de compresión menos el filete o radio de la esquina).

9-3 DISEÑO DE VIGAS, ZONA 1

Entre los conceptos que necesitan considerarse en el diseño de vigas se cuenta lo siguiente: momentos, cortantes, deflexiones, aplastamiento, soporte lateral para los patines a compresión, fatiga y otros. Se seleccionan las vigas que tienen suficiente capacidad de momento de diseño ($\phi_b M_n$) y luego se revisan para ver si cualquier otro elemento mecánico o de servicio es crítico. Se calculan los momentos factorizados y se escoge inicialmente en el manual LRFD una sección que tenga tal capacidad de momento.

La sección 3 del manual LRFD contiene una tabla titulada *Load Factor Design Selection Table for Shapes Used as Beams* (Tabla para la selección de perfiles usados como vigas según el método de diseño por factores de carga). En esta tabla se pueden escoger rápidamente perfiles de acero con módulos plásticos suficientes para resistir ciertos momentos. Se deben recordar dos aspectos importantes al seleccionar los perfiles; estos son:

1. El costo de los perfiles de acero, depende de su peso por unidad de longitud y por tanto, es conveniente seleccionar el perfil más liviano posible teniendo el módulo plástico requerido (considerando que la sección seleccionada pueda acomodarse razonablemente dentro de la estructura). La tabla contiene los perfiles ordenados en grupos que se encuentran dentro de cierta escala de módulos plásticos. La sección indicada con tipo grueso, en la parte superior de cada grupo es la más ligera de éste, y las otras están ordenadas en orden decreciente de sus módulos plásticos. Normalmente para un módulo plástico dado, los perfiles más aperaltados corresponderán a los de menor peso y de esta manera se seleccionarán en general, a menos que sus peraltes ocasionen problemas en la obtención de los espesores de entrepiso, en cuyo caso se seleccionará una sección más pesada, pero de menor peralte.

2. Los valores de los módulos plásticos se presentan en la tabla con respecto a los ejes horizontales para vigas en posición vertical usual; si la viga va a usarse en posición horizontal (es decir, girada 90°), el módulo plástico correspondiente se encontrará en las tablas de dimensiones y propiedades de perfiles en la primera parte del manual.

Un perfil W colocado de costado sólo tiene un 10 a 30% de la capacidad resistente que tiene en posición vertical bajo la acción de cargas verticales, o por gravedad; del mismo modo, la resistencia de un larguero de madera con dimensiones de

2×10 plg que se coloque acostado, tendrá sólo el 20% de la resistencia que tiene en posición vertical.

Los ejemplos que siguen ilustran el diseño de vigas de acero compactas cuyos patines a compresión tienen soporte lateral total o parcial, que permite hacer un análisis plástico. Para la selección de tales secciones el proyectista puede consultar las tablas, ya sea con el módulo plástico requerido o con el momento de diseño factorizado. (Si $F_y = 36$ o 50 klb/plg²).

Estimación del peso de las vigas En cada uno de estos ejemplos, el peso de la viga por seleccionar se incluye en el cálculo del momento flexionante que ha de resistir, ya que la viga se debe soportar a sí misma, así como a las cargas externas. Las estimaciones del peso de las vigas corresponde casi al valor real, ya que el autor hizo un anteproyecto preliminar para hacer su estimación. Es de esperarse que el lector, careciendo de experiencia, no tenga capacidad de estimar adecuadamente el peso de la viga requerida con sólo ver el problema, sin embargo, siguiendo el mismo procedimiento del autor, puede realizar un anteproyecto con lo que podrá lograr una apreciación razonable. Por ejemplo, podría calcular el momento debido sólo a cargas exteriores y obtener el módulo plástico necesario para seleccionar una viga cuyas dimensiones le permitan apreciar su peso e incluirlo en un nuevo cálculo, el cual necesariamente será más exacto. En ocasiones se verá obligado a rectificar, si la diferencia entre el peso de la viga supuesta y el peso real es grande.

EJEMPLO 9-1

Seleccione una sección para una viga cuyo claro y carga se muestran en la fig. 9-2, suponiendo que la losa de piso le proporciona soporte lateral total al patín de compresión (o sea $L_b = 0$). Considere acero A36 con $F_y = 36$ klb/plg².

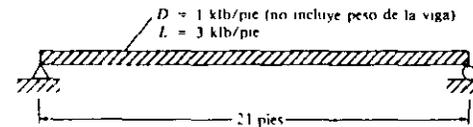


Figura 9-2

Solución:

Peso propio supuesto = 55 lb/pie.

$$w_u = (1.2)(1.055) + (1.6)(3) = 6.07 \text{ klb/pie}$$

$$M_u = \frac{(6.07)(21)^2}{8} = 334.6 \text{ klb-pie}$$

$$Z_x \text{ requerida} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{(12)(334.6)}{(0.9)(36)} = 123.9 \text{ plg}^3$$

Use W24 x 55

EJEMPLO 9-2

La losa de concreto reforzado de 5 plg de espesor mostrada en la fig. 9-3 va a soportarse sobre secciones W con separación de 8 pies-0 plg entre centros. Las vigas tienen un claro de 20 pies y se suponen simplemente apoyadas. Si la losa de concreto se diseñó para resistir una carga viva de 100 lb/pie², determine el perfil más ligero requerido para soportar a la losa. Se supone que el patín de compresión de la viga recibirá soporte lateral completo de la losa de concreto. El concreto pesa 150 lb/pie³. Considere acero A36.

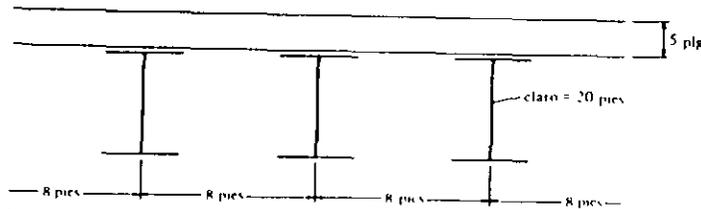


Figura 9-3

Solución.

$$\text{Cargas muertas: Losa} = (1/2)(150)(8) = 500 \text{ lb/pie}$$

$$\text{peso propio de la viga} = \frac{26}{8}$$

$$\text{Total} = 526 \text{ lb/pie}$$

$$w_u = (1.2)(526) + (1.6)(8 \times 100) = 1911 \text{ lb/pie} = 1.911 \text{ klb/pie}$$

$$M_u = \frac{(1.911)(20)^2}{8} = 95.55 \text{ klb-pie}$$

$$Z_x \text{ requerida} = \frac{(12)(95.55)}{(0.9)(36)} = 35.4 \text{ plg}^3$$

Use W12 x 26

Agujeros en vigas En ocasiones es necesario que las vigas tengan agujeros, por ejemplo, cuando se requieren para la colocación de tornillos o remaches y, algunas veces, para tubos, conductos, etc. De ser posible, este último tipo de orificios deben evitarse, pero cuando son absolutamente necesarios se localizarán en el alma, si el

9-3 Diseño de vigas, zona 1

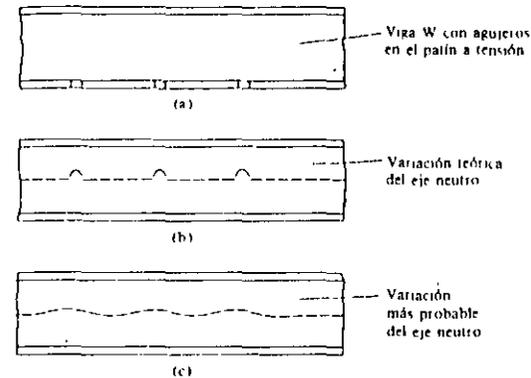


Figura 9-4

cortante es pequeño, o en los patines si el momento es pequeño. El cortar un agujero en el alma de una viga no reduce notablemente su módulo de sección, o su momento resistente; pero, como se indicará en la sección 10-2, un agujero grande en el alma, reduce bastante la capacidad al cortante de la sección de acero. Cuando se hacen agujeros grandes en el alma de la viga, por lo general se colocan placas extras en el alma para reforzarla alrededor del agujero, contra el posible pandeo de ésta. Un ejemplo del diseño de dicho refuerzo fue publicado por Kussman y Cooper.¹

La presencia de orificios de cualquier tipo en una viga, ciertamente no la hace más resistente, y si existe la probabilidad de que la debiliten un poco. El efecto de los orificios ha sido un tema que durante muchos años ha tenido argumentos en pro y en contra. Con frecuencia, se hacen las siguientes preguntas: "¿se afecta el eje neutro por la presencia de agujeros?" y "¿es necesario restar los agujeros del patín de compresión, que van a taparse con remaches y tornillos?"

La teoría de que el eje neutro se desaloja de su posición normal a la posición teórica de la sección neta, por la existencia de agujeros, es muy discutible. Las pruebas parecen indicar que los agujeros para remaches y pernos en el patín, no cambian apreciablemente la ubicación del eje neutro; es lógico suponer que éste no seguirá la variación teórica exacta con sus cambios bruscos de posición en las secciones que tienen agujeros para remaches, como se muestra en la parte (b) de la fig. 9-4.

Es más razonable la ubicación del eje neutro, que se muestra en la parte (c) de dicha figura, donde se supone que existe una variación más gradual de la posición.

Es interesante observar que las pruebas de flexión en vigas de acero, parecen mostrar que la falla radica en la resistencia del patín de compresión, aun cuando

¹ R. L. Kussman y P. B. Cooper, *Design Example for Beams with Web Openings* (Ejemplo de diseño de vigas con aberturas en el alma), *Engineering Journal*, 2o. trimestre 1976, 13, núm. 2 (Nueva York AISC), págs. 48-56

existan agujeros para remaches o pernos en el patín de tensión. La presencia de tales agujeros no parece ser tan seria como pudiera pensarse, sobre todo al compararla con agujeros en un miembro sujeto a tensión pura. Estas pruebas muestran poca diferencia en las resistencias de vigas sin agujeros y con agujeros que representen hasta el 15% del área total de cualquier patín.

Las especificaciones LRFD (B1) no exigen la sustracción de agujeros de cualquier patín, siempre que el área en cualquier patín no exceda del 15% del área total del mismo y entonces la deducción es sólo del área en exceso del 15%. Además estas especificaciones no hacen distinción entre los agujeros en los patines a tensión o a compresión. Aunque el valor de 15% está permitido por el LRFD, algunas especificaciones (principalmente las de puentes) y un buen número de proyectistas, no han adoptado la idea y siguen la práctica más conservadora de deducir todos los agujeros.

La práctica común es restar la misma área de agujeros de ambos patines, existan o no. Para una sección con dos agujeros en el patín de tensión solamente, se calculan las propiedades de la sección, según esto, restando dos agujeros del patín de tensión, y dos agujeros del patín de compresión. En el ejemplo 9-3 se usa este procedimiento y de nuevo el autor ha hecho algunos cálculos preliminares para estimar el peso de la viga.

EJEMPLO 9-3

Seleccione la sección más ligera disponible para la viga de la fig. 9-5, suponiendo que será necesario abrir dos agujeros de 1 plg en el patín de tensión en el punto de momento máximo. Considere acero A36 y soporte lateral total en el patín de compresión.

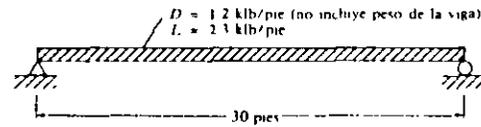


Figura 9-5

Solución:

Peso propio supuesto = 84 lb/pie

$$w_u = (1.2)(1.284) + (1.6)(2.3) = 5.22 \text{ klb/pie}$$

$$M_u = \frac{(5.22)(30)^2}{8} = 587.3 \text{ klb-pie}$$

$$Z_x \text{ neta requerida} = \frac{(12)(587.3)}{(0.9)(36)} = 217.5 \text{ plg}^3$$

9-4 Soporte lateral de vigas

Según las tablas podríamos usar una W24 x 84, pero a causa de los agujeros el autor estimó que se requerirá una sección algo mayor y propuso una W27 x 84 para los siguientes cálculos.

Ensaye una W27 x 84 (véase la fig. 9-6)

Calcule la Z de los agujeros (2 en cada patín) respecto al eje neutro.

$$\text{Área de 2 agujeros en cada patín} = (2)(1\frac{1}{2})(0.640) = 1.44 \text{ plg}^2$$

$$- 15\% \text{ de área de patín según la especificación LRFD (B1)}$$

$$= - (0.15)(9.96)(0.640) = - 0.956$$

$$\text{Área por restarse en el cálculo de la } Z \text{ neta} = 0.484 \text{ plg}^2$$

Cálculo de la Z neta quitando el área de agujeros de ambos patines.

$$Z_x \text{ neta} = 244 - (0.484)(13.035)(2) = 231.4 \text{ plg}^3 > 217.5 \text{ plg}^3 \quad \text{OK}$$

Use W27 x 84

Si sólo hubiera un agujero en un lado del patín de una sección W, no habría eje de simetría para la sección neta del perfil. La solución elástica, teóricamente correcta del problema sería muy compleja. En lugar de seguir procedimientos tan largos, para un problema tan sencillo, parece lógico considerar agujeros en ambos lados del patín. Los resultados obtenidos probablemente serán tan satisfactorios como los obtenidos mediante los métodos más laboriosos mencionados.

9-4 SOPORTE LATERAL DE VIGAS

En una gran mayoría de vigas de acero, éstas se utilizan de tal modo que sus patines de compresión están protegidos contra el pandeo lateral. (Desafortunadamente, este porcentaje no es tan grande como los calculistas lo han considerado). Los patines superiores de las vigas, que dan apoyo a losas de concreto de edificios y puentes, a menudo se cuclan con dichos pisos de concreto. Para situaciones de este tipo, en

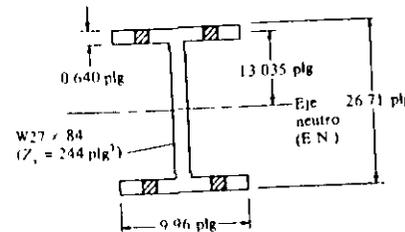


Figura 9-6

donde los patines a compresión están restringidos contra el pandeo lateral, las vigas quedan en la zona 1.

Si el patín de compresión de una viga no tiene apoyo lateral en cierta longitud, tendrá una condición de esfuerzo semejante a la existente en la columna y, como es bien sabido, a medida que la longitud, y por tanto, la esbeltez de una columna aumenta, el peligro de su pandeo crece para el mismo valor de la carga. Cuando el patín a compresión de una viga es largo y esbelto, se presenta el peligro de pandeo a menos que se le dé apoyo lateral.

Existen muchos factores que afectan el valor del esfuerzo crítico de pandeo del patín de compresión de una viga. Algunos de estos factores son las propiedades del material, el espaciamiento y tipo de apoyos laterales suministrados, los esfuerzos residuales en las secciones, los tipos de apoyos en los extremos o restricciones, las condiciones de carga, etc.

La tensión en el otro patín de la viga, tiende a mantenerlo recto y restringe el pandeo del patín a compresión; pero a medida que el momento flexionante aumenta, la tendencia al pandeo se hace lo suficientemente grande como para vencer la restricción de la tensión; cuando el patín a compresión empieza a pandearse, se presenta un fenómeno colateral de torsión, y entre menor sea la resistencia torsional de la viga, progresa más rápidamente la falla. Los perfiles W, S y canales usados tan frecuentemente como secciones de viga, no tienen mucha resistencia contra el pandeo lateral, ni a la torsión resultante. Algunas otras formas, especialmente los perfiles armados en cajón, son mucho más resistentes. Estos tipos de miembros tienen más rigidez por torsión, que las secciones W, S o que las vigas armadas de alma llena. Las pruebas muestran que no se pandearán lateralmente sino hasta que las deformaciones desarrolladas queden dentro de la escala plástica.

Es necesario utilizar el criterio para decidir qué es lo que constituye y qué es lo que no constituye un apoyo lateral satisfactorio para una viga de acero. Una viga que está totalmente ahogada en concreto, o que tenga su patín a compresión embebido en una losa de concreto, ciertamente está bien apoyada lateralmente. Cuando una losa de concreto descansa sobre el patín superior de una viga, el ingeniero debe estudiar cuidadosamente la situación, para determinar si la fricción realmente proporciona apoyo lateral completo. Quizá si las cargas en la losa se encuentran razonablemente fijas en posición, éstas contribuyan a incrementar la fricción, y a tomar en cuenta esto como un apoyo lateral completo. De otra manera, si hay movimiento en las cargas, o vibraciones apreciables bien puede reducirse la fricción, y no podrá considerarse apoyo lateral completo. Estas situaciones ocurren en los puentes, debido al carácter rodante de las cargas y en los edificios con maquinaria vibratoria, tal como las imprentas.

La losa de piso podría no proporcionar apoyo lateral al patín de compresión de una viga, en cuyo caso dicho apoyo debe proporcionarse con las vigas secundarias conectadas o con miembros especiales insertados con esa finalidad. Las vigas secundarias que se conecten lateralmente a los costados de una trabe armada, a su patín de compresión, pueden normalmente contarse como elementos que suministran apoyo lateral completo a través de la conexión; si ésta se realiza primordialmen-

9-5 Introducción al pandeo inelástico, zona 2

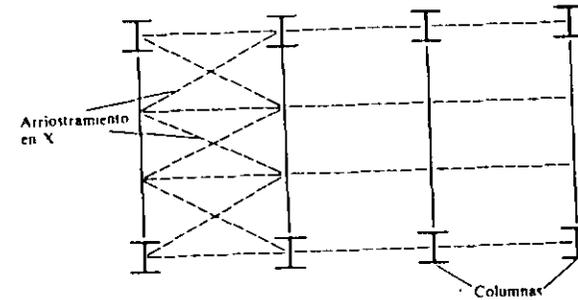


Figura 9-7

te en el patín de tensión, proporcionará muy poco apoyo lateral al patín de compresión. Antes de considerar que el apoyo lateral lo proporcionan estas vigas, el proyectista deberá observar si éstas no se mueven en conjunto. Las series de vigas representadas con líneas horizontales interrumpidas en la planta de la fig. 9-7, suministran un apoyo lateral muy discutible a las traves principales, que ligan a las columnas, debido a que las vigas se desalojan como un conjunto; para evitarlo se requiere de un contraventeo que forme una armadura horizontal, localizada en un tablero; tal procedimiento se muestra en la fig. 9-7. Este sistema de contraventeo proporcionará suficiente apoyo lateral a las vigas, por varios tramos o tableros.

Las cubiertas para techos de lámina metálica corrugada que normalmente se fijan a los largueros con abrazaderas metálicas o con ganchos, proporcionan sólo un apoyo lateral parcial y muy relativo. Un caso análogo se presenta cuando un piso de madera se atornilla a las vigas de acero que le dan apoyo. Pero ahora, el lector preguntará con toda naturalidad: "¿si sólo se dispone de un apoyo lateral parcial, qué distancia debe considerarse, entre los puntos fijos de apoyo lateral?" La contestación a esta pregunta será, que debe usarse el criterio propio. Como un ejemplo supongamos que un piso de madera va a atornillarse cada 4 pies a las vigas de acero que le apoyan, de tal manera que se piensa que sólo tendrán apoyo lateral parcial en esos puntos. Después de estudiar la situación, bien podrá el ingeniero decidir que se ha suministrado un apoyo lateral completo equivalente a intervalos de 8 pies. Tal decisión parece estar dentro del contexto de las especificaciones.

9-5 INTRODUCCION AL PANDEO INELASTICO, ZONA 2

Si se proporciona soporte lateral intermitente al patín de compresión de una viga tal que el miembro pueda flexionarse hasta que se alcance la deformación de fluencia en algunos, pero no todos sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo lateral, tendremos un pandeo inelástico. En otras palabras, el soporte lateral

es insuficiente para permitir que el miembro alcance una distribución plástica total de deformación antes de que ocurra el pandeo

Debido a la presencia de esfuerzos residuales (estudiados en la sección 5-2), la fluencia comenzará en una sección bajo esfuerzos aplicados iguales a $F_{yw} - F$, en donde F_{yw} es el esfuerzo de fluencia del alma y F , es igual al esfuerzo de compresión residual supuesto igual a 10 klb/plg² para perfiles laminados y a 16.5 klb/plg² para perfiles soldados. Debe observarse que la definición de momento plástico $F_y Z$ en la zona 1 no se afecta por los esfuerzos residuales, porque la suma de los esfuerzos a compresión residuales es igual a la suma de los esfuerzos a tensión residuales en la sección y el efecto neto es teóricamente cero.

Si la longitud sin soporte lateral, L_b , de una sección compacta I o C es mayor que L_p , la viga fallará inelásticamente a menos que L_b sea mayor que una distancia L_r (que se expondrá más adelante) más allá de la cual la viga fallará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo F_y (quedando así en la zona 3).

Coefficientes de flexión En las fórmulas que se presentan en las siguientes secciones para pandeo elástico e inelástico, se usará el término C_b . Este término es un coeficiente de momentos que se incluye en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo torsional lateral. En otras palabras, el pandeo lateral puede verse afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga del miembro.

Como ilustración el lector puede apreciar que el momento en la viga sin soporte lateral de la fig. 9-8 (a) causa en el patín una peor condición de compresión que el momento en la viga sin soporte lateral en la parte (b) de la figura. La razón de esto es que el patín superior de la viga (a) trabaja a compresión en toda su longitud, en tanto que en (b), la longitud de la "columna", o sea la longitud del patín superior que trabaja a compresión es mucho menor (por consiguiente, se tiene una "columna" mucho más corta).

Para la viga simplemente apoyada en la parte (a) de la figura, C_b se considera igual a 1.0 en tanto que para la viga en (b) se considera mayor que 1.0. Las ecuacio-

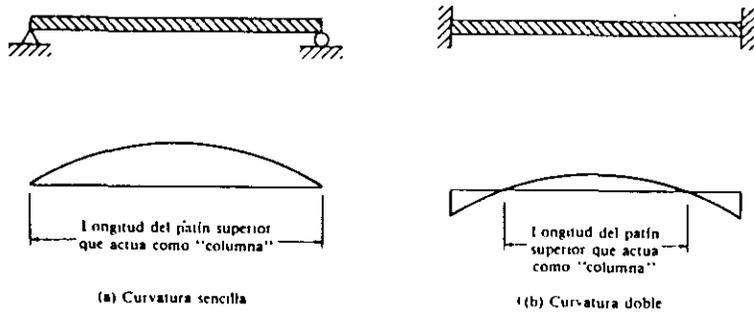


Figura 9-8

nes básicas de capacidad de momento para las zonas 2 y 3 se dedujeron para vigas sin soporte lateral sujetas a curvatura simple con $C_b = 1.0$. En ocasiones las vigas no están flexionadas en curvatura simple y pueden entonces resistir momentos mayores; hemos visto esto en la fig. 9-8. Para tomar en cuenta esta situación, las especificaciones LRFD proporcionan coeficientes C_b mayores que 1.0 los que deben multiplicarse por los valores calculados M_n . Se obtienen así mayores capacidades de momento. El proyectista que dice conservadoramente, "yo siempre uso $C_b = 1.0$ ", está pasando por alto la posibilidad de lograr ahorros considerables de acero en algunos casos. *Al usar valores C_b , el proyectista debe entender claramente que la capacidad de momento obtenida al multiplicar M_n por C_b , puede ser no mayor que el M_n plástico de la zona 1 que es igual a $F_y Z$.* Esto se ilustra en la fig. 9-9.

El valor de C_b se determina con la siguiente expresión en la que M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos flexionantes en los extremos de la longitud sin soporte lateral, tomados respecto al eje fuerte del miembro. Si el momento en cualquier punto dentro de la longitud sin soporte es mayor que los momentos en los extremos de esta longitud, se toma $C_b = 1.0$. La razón M_1/M_2 se considera positiva si M_1 y M_2 tienen el mismo signo (curvatura doble) y negativa si tienen signos diferentes (curvatura simple).

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 < 2.3$$

C_b es igual a 1.0 para vigas en voladizo sin soporte lateral y también para vigas que tienen un momento, a lo largo de una porción considerable de su longitud sin soporte, igual o mayor que el mayor de los momentos en los extremos de esta longitud. En la fig. 9-10 se muestran algunos valores típicos de C_b para diferentes vigas y condiciones de carga. La tabla 7 en la sexta parte del manual LRFD presenta valores calculados de C_b para varios valores de M_1/M_2 .

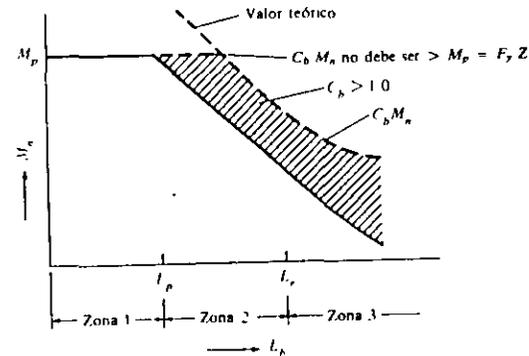


Figura 9-9

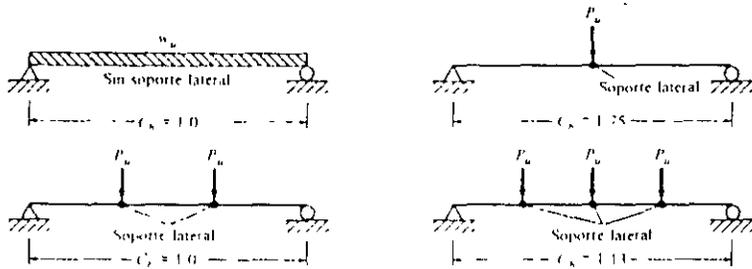


Figura 9-10

9-6 CAPACIDAD POR MOMENTO, ZONA 2

Conforme aumenta la longitud sin soporte lateral del patín de compresión de una viga más allá de L_p , la capacidad por momento de la sección se reduce cada vez más. Por último, para una longitud sin soporte L_u , la sección se pandeará elásticamente tan pronto como se alcance el valor F_y del esfuerzo de fluencia. Sin embargo, debido al proceso de laminación se tiene en la sección un esfuerzo residual igual a F_y , por lo que el esfuerzo por flexión calculado elásticamente, sólo puede alcanzar el valor $F_{yw} - F_y$. Suponiendo $C_b = 1.0$, la capacidad permisible de momento para perfiles compactos I o C flexionados alrededor de sus ejes fuertes o x , puede determinarse como sigue, si $L_b = L_u$:

$$M_u = \phi_b M_p = \phi_b S_x (F_{yw} - F_y)$$

L_u es una función de varias propiedades de la sección tales como su área, módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia y sus propiedades por torsión y alabeo. Las complejas fórmulas necesarias para su cálculo se presentan en la especificación LRFD-F2 y no se reproducen aquí. Afortunadamente se han determinado valores numéricos para secciones usadas normalmente como vigas y se presentan en la tabla *Load Factor Design Selection Table*, (Tabla para la selección de perfiles según el diseño por factor de carga)

Retrocediendo, de una longitud sin soporte lateral L_u hacia una longitud sin soporte lateral L_p , podemos ver que el pandeo no ocurre cuando se alcanza por primera vez el esfuerzo de fluencia. Nos encontramos en el intervalo inelástico (zona 2) en donde ocurre cierta penetración del esfuerzo de fluencia en la sección desde las fibras extremas. Para esos casos en que la longitud sin soporte lateral queda entre L_p y L_u , la capacidad de momento quedará aproximadamente sobre una línea recta entre $M_u = \phi_b F_y Z$ en L_p y $\phi_b S_x (F_{yw} - F_y)$ en L_u . Para valores intermedios de la longitud sin soporte, la capacidad de momento puede determinarse por proporciones o sustituyendo en la expresión al final de este párrafo. Si C_b es mayor que 1.0, la sección resistirá momentos adicionales, pero no más de $\phi_b F_y Z = \phi_b M_p$.

9-6 Capacidad por momento, zona 2

$$\phi_b M_u = C_b [\phi_b M_p - BF(L_b - L_p)] \leq \phi_b M_p$$

BF es un factor dado en *Load Factor Design Selection Table* (Tabla para la selección de perfiles según el diseño por factor de carga) para cada sección y que permite establecer la proporción con una simple fórmula.

El ejemplo 9-4 ilustra la determinación de la capacidad de momento de una sección con L_b situada entre L_p y L_u ; el ejemplo 9-5 muestra el diseño de una viga en el mismo intervalo.

EJEMPLO 9-4

Determine la capacidad de momento de una W24x62 primero con $F_y = 36$ klb/plg² y luego con $F_y = 50$ klb/plg²; en ambos casos $L_b = 8$ pies y $C_b = 1.0$.

Solución para $F_y = 36$ klb/plg²

En la tabla de perfiles se lee para una W24x62

$$L_p = 5.8 \text{ pies}$$

$$L_u = 17.2 \text{ pies}$$

$$\phi_b M_p = 255 \text{ klb-pie}$$

$$\phi_b M_u = 413 \text{ klb-pie}$$

$$BF = 13.8 \text{ klb}$$

Como $L_b > L_p < L_u$, el miembro se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico y $\phi_b M_u$ puede determinarse como sigue:

$$\begin{aligned} \phi_b M_u &= C_b [\phi_b M_p - BF(L_b - L_p)] \\ &= 1.0 [413 - (13.8)(8.0 - 5.8)] = \underline{382.6 \text{ klb-pie}} \end{aligned}$$

O directamente por proporciones

$$\phi_b M_u = 255 + \left(\frac{17.2 - 8.0}{17.2 - 5.8} \right) (413 - 255) = 382.5 \text{ klb-pie}$$

Solución para $F_y = 50$ klb/plg²

De la tabla:

$$L_p = 4.9 \text{ pies}$$

$$L_u = 13.3 \text{ pies}$$

$$\phi_b M_p = 393 \text{ klb-pie}$$

$$\phi_b M_p = 574 \text{ klb-pie}$$

$$BF = 21.4 \text{ klb}$$

Como $L_b > L_p < L_r$,

$$\phi_b M_n = 1.0[574 - (21.4)(8.0 - 4.9)] = 507.7 \text{ klb-pie}$$

EJEMPLO 9-5

Seleccione la sección más ligera para un momento factorizado de 290 klb-pie si $L_b = 10$ pies. Use acero A36 y $C_b = 1.0$.

Solución:

Consultamos la tabla y vemos que la $\phi_b M_p$ para una W21 x 50 es de 297 klb-pie, pero L_p es de 5.4 pies $< L_b$ de 10 pies. También $\phi_b M_r = 184$ klb-pie y $BF = 10.5$ klb.

Entonces:

$$\begin{aligned} \phi_b M_n &= 1.0[297 - (10.5)(10.0 - 5.4)] \\ &= 248.7 \text{ klb-pie} < 290 \text{ klb-pie} \end{aligned} \quad \text{NG}$$

Ensaye ahora una W24 x 55 (con $L_p = 5.6$ pies, $L_r = 16.6$ pies, $\phi_b M_p = 222$ klb-pie, $\phi_b M_r = 362$ klb-pie y $BF = 12.7$ klb).

$$\begin{aligned} \phi_b M_n &= 1.0[362 - (12.7)(10.0 - 5.6)] \\ &= 306.1 \text{ klb-pie} > 290 \text{ klb-pie} \end{aligned}$$

Use W24 x 55

En la próxima sección se presenta una solución más sencilla.

9-7 PANDEO ELÁSTICO, ZONA 3

Si la longitud sin soporte del patín de compresión de una viga es mayor que L_r , ésta se pandeará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto de la sección. En la sección F1.4 de las especificaciones LRFD se presenta la ecuación clásica para determinar el momento de pandeo por flexotorsión llamado M_{cr} . Este es

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_u}$$

9-7 Pandeo elástico, zona 3

En esta ecuación G es el módulo de elasticidad por cortante del acero e igual a 11 200 klb/plg², J es una constante de torsión (plg⁴) y C_u es la constante de alabeo (plg⁶). Los valores de J y C_u se presentan en la tabla *Torsion Properties* (Propiedades de torsión) en la primera parte del manual LRFD para las secciones laminadas.

Esta expresión es aplicable a miembros con secciones I compactas con doble simetría, a canales cargadas en el plano de sus almas y a secciones I de simetría simple con sus patines de compresión mayores que los de tensión (\overline{I}). En las secciones F1.4 y F1.5 de las especificaciones LRFD se presentan también expresiones para M_{cr} en el intervalo elástico para otras secciones como la rectangular sólida, la sección en cajón, la sección T y la sección de doble ángulo.

El ejemplo 9-6 ilustra el cálculo de $\phi_b M_{cr}$ para un caso de pandeo elástico.

EJEMPLO 9-6

Calcule $M_{cr} = \phi_b M_{cr}$ para una W18 x 97 de acero A36 con una longitud sin soporte lateral L_b de 44 pies. Suponga $C_b = 1.0$.

Solución:

En las tablas de selección (tercera parte del manual LRFD) se ve que $L_b = 44$ pies $> L_r = 38.1$ pies.

Los siguientes valores para la W18 x 97 también se obtienen del manual: $I_y = 201$ plg⁴, $J = 5.86$ plg⁴ y $C_u = 15,800$ plg⁶

$$\begin{aligned} \phi_b M_{cr} &= \phi_b M_{cr} = M_{cr} = \\ &= (0.9)(1.0) \left(\frac{\pi}{44}\right) \sqrt{(29 \times 10^3)(201)(11,200)(5.86) + \left(\frac{\pi(29 \times 10^3)}{44}\right)^2 (201)(15,800)} \\ &= 3698.9 \text{ klb plg} = 308.2 \text{ klb pie} \end{aligned}$$

(Este valor puede comprobarse con las gráficas del manual LRFD descritas en los siguientes párrafos. Ahí se lee $\phi_b M_{cr} = M_{cr} = 308$ klb-pie.)

El manual LRFD (pág. 3-6) también presenta la ecuación del pandeo elástico en la forma siguiente:

$$M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b/r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b/r_y)^2}}$$

en donde

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJ}{2}}$$

$$X_2 = 4 \frac{C_u}{L_b} \left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2$$

Luego adoptamos las gráficas con la longitud sin soporte de 17 pies y con $M_{u,1} = 496.4$ klb-pie y seleccionamos una $W27 \times 84$. Debemos comprobar que la M_u no excede a la $\phi_b F_y Z$ de esta sección. En este caso la excede y debemos seguir buscando una sección que tenga una $\phi_b M_n \geq 496.4$ klb-pie para $L_b = 17$ pies y que sin embargo, tenga una $\phi_b F_y Z \geq 868.7$ klb-pie.

EJEMPLO 9-8

Seleccione la sección más ligera disponible de acero A36 para la situación mostrada en la fig. 9-13. $C_b = 1.75$ y se tiene soporte lateral sólo en los extremos y en el centro del claro.

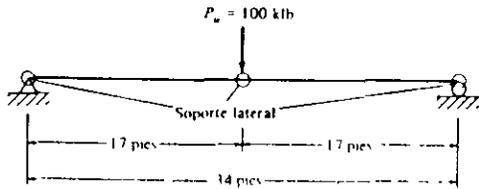


Figura 9-13

Solución.

Peso propio supuesto de la viga = 108 lb/pie

$$w_u = (1.2)(0.108) = 0.1296 \text{ klb/pie}$$

$$M_u = \frac{(100)(34)}{4} + \frac{(0.1296)(34)^2}{8} = 868.7 \text{ klb-pie}$$

Adoptando las gráficas con $M_{u,ef} = 868.7/1.75 = 496.4$ klb-pie y $L_b = 17$ pies encontramos que $W24 \times 84$ es una posible selección.

Pero $\phi_b M_n = 868.7$ klb-pie no debe exceder a la $\phi_b F_y Z$ de la sección, pero lo excede para una $W24 \times 84$, como puede verse en la tabla de selección, por lo que escogemos una sección más grande de esa tabla.

Use $W30 \times 108$

9-8 SECCIONES NO COMPACTAS

Existe un perfil en la tabla de selección que no es compacto cuando F_y es de 36 klb/plg². Se trata de la $W6 \times 15$ y el manual indica que no es compacta por medio de un asterisco*. Hay seis secciones no compactas en la misma tabla cuando $F_y = 50$ klb/plg²; estas secciones, señaladas con una daga† son las $W14 \times 99$, $W14 \times 90$, $W12 \times 65$, $W10 \times 12$, $W6 \times 15$ y la $W8 \times 10$.

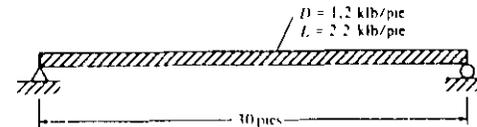
Problemas

El apéndice F1.7 de las especificaciones LRFD proporciona fórmulas para los valores reducidos L_p y $\phi_b M_n$ para esas secciones. Estos valores están en la tabla de selección y se indican como L_p y $\phi_b M_n$.

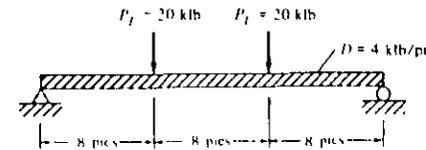
El proyectista no tendrá problema con secciones no compactas cuando F_y es de 36 o 50 klb/plg²; sin embargo, deberá ser cuidadoso en los casos donde F_y es mayor de 50 klb/plg² y tenga que usar las complicadas fórmulas del apéndice.

PROBLEMAS

9-1 al 9-14. Seleccione las secciones más económicas usando acero A36 a menos que se indique otro y suponiendo soporte lateral continuo para los patines de compresión. Las cargas de servicio están dadas en cada caso pero el peso de las vigas no se incluye.

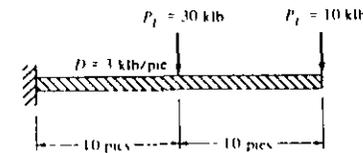


Problema 9-1 (Resp. $W24 \times 84$)

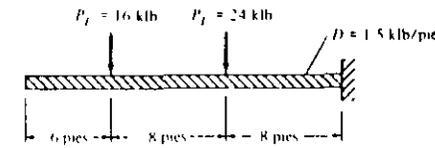


Problema 9-2

9-3. Repita el problema 9-2 con $F_y = 50$ klb/plg² (Resp. $W24 \times 68$)



Problema 9-4



Problema 9-5 (Resp. $W33 \times 130$)

- 9-29. Se requiere una $W33 \times 221$ para un cierto claro, pero debido a una huelga en la planta laminadora, no ha sido posible conseguirla a tiempo; sin embargo, se dispone de una $W33 \times 118$ de suficiente longitud junto con una buena cantidad de placas. Seleccione cubreplacas de $\frac{7}{8}$ plg de espesor que, soldadas a los patines, de la $W33 \times 118$ formen una viga equivalente satisfactoria. Considere acero A36 y suponga soporte lateral en todo el patín de compresión. (Resp. placas de $\frac{7}{8} \times 16$ plg)
- 9-30. Se ha especificado una $W30 \times 173$ para un cierto miembro. Por error se envió a la obra una $W30 \times 124$; la viga debe montarse hoy. Se dispone de placas de 1 plg de espesor y es necesario diseñar las cubreplacas soldadas a los patines de la $W30 \times 124$ para obtener la sección necesaria. Considere acero A36 y suponga soporte lateral a todo lo largo del patín de compresión.
- 9-31. Repita el problema 9-29 considerando que la viga original era de acero con un F_y de 50 klb/plg^2 y el material sustituto disponible es de acero A36. Suponga también que las placas disponibles son de $1\frac{1}{2}$ plg de espesor. (Resp. placas de $1\frac{1}{2} \times 16$ plg)
- 9-32. Diseñe una viga de acero A36 con peralte no mayor de 12 plg para soportar una carga uniforme w_u de 12.5 klb/pie (incluye el peso propio de la viga) en un claro simple de 20 pies. El miembro tendrá soporte lateral a lo largo de todo el patín de compresión.

Diseño de vigas (continuación)

10-1 DISEÑO DE VIGAS CONTINUAS

La sección A5 de las especificaciones LRFD permite el diseño de vigas, analizadas ya sea con base en un método elástico con cargas factorizadas, o bien, con un método plástico con las mismas cargas últimas. El método plástico de análisis se permite sólo para elementos estructurales con esfuerzos de fluencia no mayores de 65 klb/plg^2 .

Tanto la teoría como los ensayos muestran claramente que los elementos dúctiles de acero que satisfacen los requisitos de las secciones compactas, con suficiente soporte lateral en sus patines de compresión, tienen capacidad adecuada para redistribuir momentos causados por sobrecargas. Si se usa el método plástico esta ventaja queda automáticamente incluida en el análisis.

Si se usa un método elástico, las especificaciones LRFD consideran la redistribución por medio de una regla empírica que da una aproximación al comportamiento plástico real. La sección A5 establece que para secciones compactas continuas, el diseño puede efectuarse con base en el 90% de los momentos máximos negativos causados por cargas de gravedad que son máximos en los apoyos, siempre que los momentos positivos se incrementen en un 10% del promedio de los momentos negativos en los apoyos adyacentes. (El factor 0.9 se aplica sólo a cargas de gravedad y no a cargas laterales como las causadas por viento o sismo. El factor también puede aplicarse a columnas con esfuerzos axiales menores de $0.15 F_y$.) Esta reducción del momento no se aplica a elementos de acero A514, ni a traveses híbridos ni a momentos producidos por cargas en voladizos.

El ejemplo 10-1 ilustra el diseño de una viga continua sobre tres claros, analizada (a) por el método plástico y (b) por el método elástico.

EJEMPLO 10-1

La viga mostrada en la fig. 10-1 es de acero A36. (a) Seleccione el perfil W más ligero disponible usando el método plástico y suponiendo soporte lateral a todo

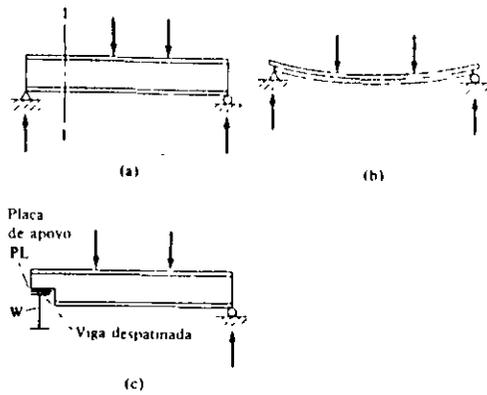


Figura 10-3

longitudinales. En la zona de momento positivo, las fibras inferiores se alargan y las superiores se acortan, en tanto que en algún lugar intermedio habrá un plano neutro en el que las fibras no cambian de longitud. Debido a esas deformaciones variables, una fibra particular tiende a deslizarse sobre las fibras situadas arriba y abajo de ella.

Si una viga de madera se construyese encimando tabloncillos y no se conectasen éstos entre sí, la viga tomaría la forma mostrada en la parte (b) de la figura. El estudiante habrá observado vigas cortas de madera fuertemente cargadas con grandes fuerzas cortantes transversales que presentan grietas a lo largo de planos horizontales.

La anterior presentación del problema puede parecer engañosa, al mostrar por separado los dos esfuerzos cortantes horizontal y vertical; en realidad el esfuerzo cortante y el rasante, en cualquier punto son simultáneos, no pudiendo separarse. Más aún, no puede ocurrir uno sin el otro.

Generalmente el cortante no es un problema en las vigas de acero porque las almas de los perfiles laminados son capaces de resistir grandes fuerzas cortantes. Se indican a continuación una serie de situaciones comunes en las que el cortante sí podría ser excesivo.

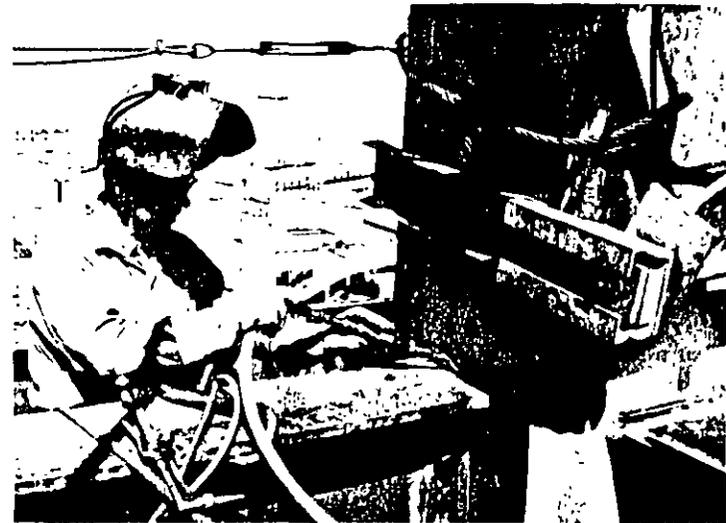
1. Si se colocan grandes cargas conectadas cerca de los apoyos de una viga, se originarán fuerzas cortantes considerables sin incrementos correspondientes en los momentos flexionantes. Un ejemplo bastante común de éstos ocurre en edificios altos en donde las columnas de un piso están defasadas (fuera de eje) respecto a las columnas del piso inferior. Las cargas de las columnas superiores aplicadas a las vigas del piso serán bastante grandes si hay muchos pisos arriba del piso considerado.
2. Probablemente el problema más común de cortante ocurre cuando dos miembros estructurales (como una viga y una columna) están rígidamente

conectadas entre sí, de manera que sus almas se encuentran en un mismo plano. Esta situación ocurre frecuentemente en la unión de vigas y columnas de marcos rígidos.

3. Cuando las vigas están despatinadas, como se muestra en la fig. 10-3(c), el cortante puede ser un problema. En este caso las fuerzas cortantes deben tomarse con el peralte reducido de la viga. Un caso parecido se presenta cuando las almas contienen agujeros para ductos o para otros fines.
4. Teóricamente las vigas cortas cargadas fuertemente pueden tener cortantes excesivos, pero esto no ocurre con mucha frecuencia a menos que se trate de casos parecidos al caso 1.
5. El cortante puede ser un problema aun para cargas ordinarias cuando se usan almas muy delgadas como en las traveses armadas o en los perfiles doblados en frío de pared delgada.

Del estudio de la mecánica de materiales, el estudiante debe conocer la fórmula del esfuerzo cortante $f_v = VQ/It$ en la que V es la fuerza cortante externa, Q es el momento estático respecto al eje neutro de la parte de la sección transversal situada arriba o abajo del nivel en que se busca el esfuerzo f_v , y t es el ancho de la sección al nivel del esfuerzo f_v que se busca.

La fig. 10-4(a) muestra la variación del esfuerzo cortante en la sección transversal de un perfil I y en la parte (b) de la misma figura se muestra la variación en una



Junta a base de soldadura y tornillos en el edificio Transamerica Pyramid en San Francisco, Calif. (Cortesía de la Kaiser Steel Corporation.)

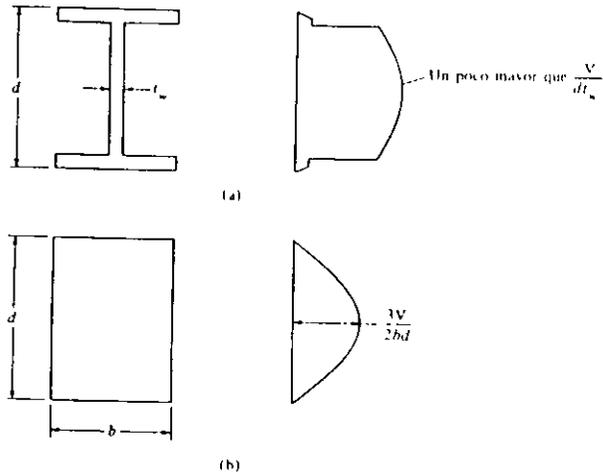


Figura 10-4

sección rectangular. Puede verse en (a) que la fuerza cortante en las secciones I la resiste principalmente el alma.

Si se incrementa la carga en un miembro estructural con sección I hasta que se alcanza el esfuerzo de fluencia por flexión en el patín, éste no tendrá capacidad para resistir esfuerzos cortantes que deberá entonces soportarlos el alma. Si se incrementa aún más el momento, el esfuerzo de fluencia por flexión penetrará hacia el alma y el área de alma capaz de resistir esfuerzos cortantes se reducirá aún más. En vez de suponer que el esfuerzo cortante nominal lo resiste una parte del alma, las especificaciones LRFD suponen un esfuerzo cortante reducido resistido por el área total del alma. Esta área del alma, A_w , es igual al peralte total de la sección, h , multiplicado por el espesor del alma t_w .

En las expresiones siguientes para la resistencia por cortante F_{vw} es el esfuerzo mínimo especificado de fluencia del alma, k es un coeficiente de pandeo de la placa del alma definido en la especificación LRFD-F2 y ϕ_c es igual a 0.9. Se presentan diferentes expresiones para diferentes relaciones h/t_w según si las fallas son plásticas, inelásticas o elásticas.

1. **Fluencia del alma.** Todos los perfiles W y C en el manual quedan dentro de esta clasificación.

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} = 70 \text{ para el acero A36}$$

$$\phi_c V_n = \phi_c 0.6 F_{yw} A_w = 19.4 dt_w \text{ en klb para el acero A36}$$

10-3 Deflexiones

2. Pandeo inelástico del alma

$$\text{Si } 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \leq 234 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} = 87 \text{ para acero A36}$$

$$\phi_c V_n = \phi_c 0.6 F_{yw} A_w \frac{187 \sqrt{k/F_{yw}}}{h/t_w} = 19.4 dt_w \text{ en klb para acero A36}$$

3. Pandeo elástico del alma

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} > 234 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} = 87 \text{ para acero A36}$$

$$\phi_c V_n = \phi_c A_w \frac{26,400 k}{(h/t_w)^2} = \frac{118,800}{(h/t_w)^2} dt_w \text{ en klb para acero A36}$$

En el ejemplo 10-2 se revisa la resistencia por cortante de una viga.

EJEMPLO 10-2

Una W24 × 55 ($d = 23.57$ plg, $t_w = 0.395$ plg) de acero A36 se usa para la viga y carga de la fig. 10-5. Revise su resistencia por cortante.

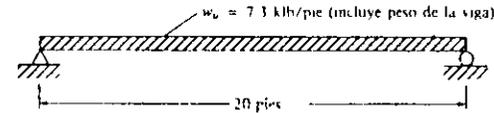


Figura 10-5

Solución:

$$V_u = (10)(7.3) = 73 \text{ klb}$$

$$\begin{aligned} \phi_c V_n &= 19.4 dt_w = (19.4)(23.57)(0.395) \\ &= 180.6 \text{ klb} > 73 \text{ klb} \end{aligned}$$

Nota. Este mismo valor puede obtenerse en las tablas tituladas *Beams W Shapes* (Perfiles W para vigas) en la tercera parte del manual LRFD.

10-3 DEFLEXIONES

Las deflexiones de las vigas de acero se limitan generalmente a ciertos valores máximos. Algunas de las buenas razones para limitar las deflexiones son las siguientes:

1. Deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por las vigas consideradas. Las grietas en los cielos rasos ocasionadas por grandes deflexiones en los largueros que los soportan, son un ejemplo.
2. La apariencia de las estructuras se ve afectada por deflexiones excesivas.
3. Las deformaciones excesivas no inspiran confianza en las personas que utilizan una estructura, aunque exista una completa seguridad desde el punto de vista de la resistencia.
4. Puede ser necesario que diferentes vigas que soportan la misma carga, tengan las mismas deflexiones.

La práctica americana normal para edificios, ha sido limitar las deflexiones por carga viva a aproximadamente $\frac{1}{160}$ de la longitud del claro; se supone que esta deformación es la que toleran las vigas con el fin de que los aplanados o los plafones que soportan no presenten grietas. La deflexión de $\frac{1}{160}$ es sólo uno de los muchos valores de la deflexión máxima en uso para las diferentes condiciones de carga, por distintos ingenieros, o diferentes especificaciones; para los casos donde se soporta maquinaria delicada y precisa, las deformaciones máximas pueden quedar limitadas a $1/1500$ o $1/2000$ de la longitud del claro. Las especificaciones AASHTO 1983, fijan las deflexiones de las vigas y traveses de acero por efecto de cargas vivas e impacto a $\frac{1}{800}$ del claro. (Para los puentes en áreas urbanas y que usan también los peatones, las especificaciones AASHTO recomiendan un valor máximo de $1/1000$ del claro.)

Las especificaciones LRFD no especifican exactamente deflexiones máximas permisibles. Existen tantos materiales diferentes, tipos de estructuras y cargas que no es aceptable un solo grupo de deflexiones máximas para todos los casos. Por ello los valores máximos debe establecerlos el proyectista basándose en su experiencia y buen juicio.

Antes de sustituir a ciegas la fórmula que da la flecha de una viga para determinada condición de carga, el lector deberá saber los métodos teóricos para calcular deflexiones; entre estos métodos se incluyen los de *Área de momentos*, los de la *Viga conjugada* y el *Trabajo virtual*. Con estos métodos pueden obtenerse varias expresiones como la del final de este párrafo para la deflexión en el centro del claro de una viga simple con carga uniformemente repartida.

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI}$$

En las expresiones para deflexiones como ésta, el lector debe ser muy cuidadoso para usar unidades consistentes. El ejemplo 10-3 ilustra la aplicación de la expresión anterior. El autor ha cambiado todas las unidades a libras y a pulgadas; la carga dada en el problema en klb/pie se ha cambiado entonces a lb/plg.

EJEMPLO 10-3

En el ejemplo 9-1 se seleccionó una W24 x 55 ($I_x = 1350 \text{ plg}^4$) con un claro simple de 21 pies para soportar una carga muerta de servicio de 1 klb/pie y una

10-3 Deflexiones

carga viva de servicio de 3 klb/pie. ¿Es satisfactoria la sección para la deflexión en el centro del claro por carga viva si la máxima permisible es de $1/360$?

Solución:

$$\Delta_r = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{(5)(3000/12)(12 \times 21)^4}{(384)(29 \times 10^6)(1350)} = 0.335 \text{ plg}$$

$$< \left(\frac{1}{360}\right)(12 \times 21) = 0.70 \text{ plg} \quad \text{OK}$$

En la tercera parte (página 3-24) del manual LRFD se da la siguiente fórmula sencilla para determinar las deflexiones máximas en vigas con secciones W , M , HP , S , C y MC para diferentes condiciones de carga.

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x}$$

En esta expresión M es el momento por carga uniformemente distribuida de servicio en klb-pie, C_1 es una constante cuyo valor puede determinarse con ayuda de la fig. 10-6, L es la longitud del claro en pies e I_x es el momento de inercia en plg^4 .

Si queremos usar esta expresión para la viga del ejemplo 10-3, C_1 según la parte (a) de la fig. 10-6 es igual a 161, el momento flexionante en el centro del claro es $wL^2/8 = 3(21)^2/8 = 165.375 \text{ klb-pie}$ y la deflexión por carga viva es entonces

$$\Delta_r = \frac{(165.375)(21)^2}{(161)(1350)} = 0.336 \text{ plg}$$

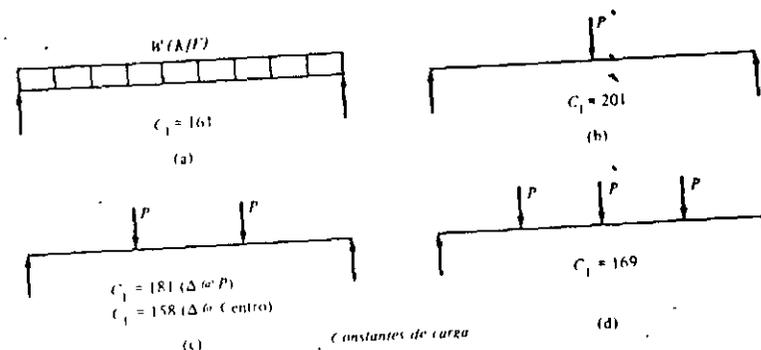


Figura 10-6

Algunas especificaciones consideran el problema de la deflexión, requiriendo ciertas relaciones mínimas de peralte a claro. Por ejemplo, la AASHTO sugiere que la relación de peralte a claro se limite a un valor mínimo de 1/25. Se permite una sección con menor peralte, pero siempre que tenga suficiente rigidez para prevenir una deflexión mayor que la que se tendría si se hubiese usado la relación 1/25. El manual LRFD recomienda en la tabla 3-1 relaciones claro/peralte para vigas simples cargadas uniformemente con diferentes relaciones de la carga muerta a la viva (o a la total) que, si se aplican, limitarán efectivamente las deflexiones.

A una viga de acero debe dársele una contraflecha en frío con un valor igual a la flecha producida por las cargas muertas, o la ocasionada por las cargas muertas, más cierto porcentaje de la carga viva. Aproximadamente el 25% de la contraflecha así producida es elástica, y desaparece cuando se termina la operación de presado necesaria para ocasionarla. En el manual, se presenta una información detallada para secciones particulares, en la parte titulada *Standard Mill Practice* (Prácticas normales de laminación). Se debe recordar que una viga que se flexione hacia arriba se ve más segura y resistente que la que flexiona hacia abajo, (aun a corta distancia).

En general es más económico seleccionar vigas más pesadas con mayores momentos de inercia para limitar las deflexiones que darles contraflecha; a los fabricantes de las estructuras de acero les resulta muy molesto el proceso de dar contraflechas, ya que esto les ocasiona problemas adicionales. En ocasiones cuando se les da contraflecha a las vigas, deben determinarse las dimensiones de éstas con mucha precisión para lograr un buen ajuste durante el montaje. Como consecuencia de esos problemas y los costos extras al fabricante (y por consiguiente, al propietario) casi siempre es más económico usar secciones más grandes para las vigas que darles a éstas contraflecha. Además, si se usa un acero de alta resistencia en la estructura es quizá más económico cambiar el acero y usar un A36 en los miembros con grandes deflexiones.

Las deflexiones pueden determinar el tamaño de las vigas para claros grandes o para pequeños, en los que las limitaciones a la deflexión son muy severas. Para ayudar al proyectista a seleccionar secciones en las que puede regir la deflexión, el manual LRFD incluye en su tercera parte una tabla titulada *Moment of Inertia Selection Table* (Tabla de selección de momentos de inercia) en la que los valores I_x se indican en orden descendente para todas las secciones usadas normalmente como vigas. En esta tabla las secciones están ordenadas por grupos con la sección más ligera de cada grupo impresa en negritas. El ejemplo 10-4 presenta el caso de una viga en la que la deflexión rige en el diseño.

EJEMPLO 10-4

Seleccione la sección más ligera disponible de acero A36 para soportar una carga muerta de servicio de 1.2 klb/pie y una carga viva de servicio de 3 klb/pie en un claro simple de 30 pies. La sección tendrá soporte lateral a todo lo largo de su patín de compresión y la deflexión máxima por carga total de servicio no debe exceder de 1/1500.

Solución:

Después de algunos cálculos aproximados preliminares ensayamos un peso propio de 194 lb/pie para la viga

$$w_u = (1.2)(1.394) + (1.6)(3) = 6.473 \text{ klb/pie}$$

$$M_u = \frac{(6.473)(30)^2}{8} = 728.2 \text{ klb-pie}$$

$$Z \text{ requerida} = \frac{(12)(728.2)}{(0.9)(36)} = 269.7 \text{ plg}^3$$

Ensayamos una W27 x 94 ($I_x = 3270 \text{ plg}^4$)

$$\text{Máxima } \Delta \text{ permitida} = \left(\frac{1}{1500}\right)(12 \times 30) = 0.24 \text{ plg}$$

$$\text{real en el centro del claro } \Delta_c = \frac{ML^2}{C_1 I_x} = \frac{(4.394)(30)^2}{(161)(3270)} = 0.845 \text{ plg} > 0.24 \text{ plg} \quad \text{NG}$$

Máxima I_x requerida para limitar la deflexión a 0.24 plg:

$$= \left(\frac{0.845}{0.24}\right)(3270) = 11,513 \text{ plg}^4$$

De la tabla de selección de momentos de inercia escogemos

Use W36 x 194

Encharcamiento

Si se acumula agua en un techo horizontal, más rápidamente de lo que tarda en desalojarse, el resultado se denomina *encharcamiento*; la carga incrementada de agua ocasiona que el techo se deflexione en forma de plato, reteniendo más agua que a su vez ocasiona mayores deflexiones, etc. Este proceso continúa hasta que se alcanza el equilibrio o el techo se desploma. El encharcamiento es un serio problema como lo evidencia el gran número de fallas en techos, que ocurren cada año en los Estados Unidos.

El encharcamiento se presenta prácticamente en todo techo horizontal aun cuando se tengan drenes para desalojar el agua; éstos pueden ser insuficientes durante tormentas muy fuertes; pueden encontrarse obstruidos y en ocasiones se encuen-

tran coloca, a lo largo de las líneas de vigas que son los puntos más altos del techo. El mejor método para prevenir el encharcamiento es darle al techo una pendiente adecuada ($\frac{1}{4}$ plg/pie o mayor) junto con la instalación de drenes que funcionen correctamente. Se ha estimado que probablemente dos terceras partes de los techos horizontales en los Estados Unidos tienen pendientes menores que este valor, que es el mínimo recomendado por la *National Roofing Contractors Association* (Asociación nacional de contratistas de techados). Cuesta aproximadamente 3 a 6% más construir un techo con esta pendiente que construirlo sin ella.¹

Cuando se considera un techo horizontal muy grande (media hectárea o mayor) el efecto del viento en la profundidad del agua puede ser muy importante. El problema del encharcamiento ocurrirá lógicamente durante las tormentas. Tales tormentas están acompañadas con frecuencia por vientos fuertes. Cuando está presente una cantidad grande de agua en el techo, un viento fuerte puede empujar el agua hacia un extremo, creando una altura peligrosa de ésta respecto a la carga en lb/pie² que queda aplicada al techo. En tales situaciones se usan a veces los *imbornales*; éstos son grandes agujeros o tubos en los muros que permiten que el agua más arriba de cierto nivel se drene rápidamente hacia afuera del techo.

Las fallas por encharcamiento se pueden prevenir si el sistema de techo (cubierta del techo más traveses y vigas de soporte) tiene suficiente rigidez. La especificación LRFD-K2 recomienda una rigidez mínima para evitar esta falla. Si no se tiene esta rigidez mínima es necesario efectuar ciertas revisiones para asegurar que la falla por encharcamiento no suceda.

Los cálculos teóricos del encharcamiento son muy complicados. Los requisitos del LRFD se basan en un trabajo de F. J. Marino² en el que se consideró la interacción de un sistema de elementos secundarios con los de un sistema de elementos primarios o traveses.

10-4 ALMAS Y PATINES CON CARGAS CONCENTRADAS

Cuando los miembros estructurales de acero tienen cargas concentradas aplicadas perpendicularmente a un patín y simétricamente respecto al alma, sus patines y alma deben tener suficiente resistencia de diseño por flexión, por fluencia, aplastamiento y pandeo lateral del alma. Si un miembro estructural tiene cargas concentradas aplicadas en ambos patines, deberá tener suficiente resistencia de diseño por fluencia, aplastamiento y pandeo del alma. En esta sección se presentan fórmulas para determinar tales resistencias.

¹Gary Van Ryzin, *Roof Design Avoid Ponding by Sloping to Drain*, (Diseño de techos, cómo evitar el encharcamiento con pendiente a los drenes), *Civil Engineering* (Nueva York: ASCE, enero 1980), págs. 77-81

²F. J. Marino, *Ponding of Two-Way Roof System* (Encharcamiento de techos con doble pendiente), *Engineering Journal* (Nueva York: AISC, julio 1966), págs. 93-100

Flexión local del patín La carga nominal de tensión que puede aplicarse a través de una placa soldada al patín de una sección W se determina con la expresión siguiente en la que F_{tj} es el esfuerzo mínimo especificado de fluencia del patín (klb/plg²) y t_j es el espesor de éste (plg).

$$R_n = 6.25t_j^2 F_{tj}$$

$$\phi = 0.90$$

(Fórmula LRFD-K1-1)

No es necesario revisar esta fórmula si la longitud de carga medida transversalmente al patín de la viga es menor que 0.15 veces el ancho b_f del patín.

Fluencia local del alma La resistencia nominal del alma de una viga en la base del cordón de soldadura que la conecta al patín, cuando se aplica una carga concentrada o una reacción, se determina con alguna de las dos expresiones siguientes en las que k es la distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura, N es la longitud (plg) de apoyo de la fuerza, F_{uw} es el esfuerzo (klb/plg²) mínimo de fluencia especificado del alma y t_w es el espesor de ésta.

Si la fuerza es una carga concentrada o una reacción que causa tensión o compresión y está aplicada a una distancia mayor que el peralte del miembro medido desde el extremo de éste

$$R_n = (5k + N)F_{uw}t_w$$

$$\phi = 1.0$$

(Fórmula LRFD-K1-2)

Si la fuerza es una carga concentrada o una reacción aplicada en o cerca del extremo del miembro

$$R_n = (2.5k + N)F_{uw}t_w$$

$$\phi = 1.0$$

(Fórmula LRFD-K1-3)

La fig. 10-7 muestra claramente dónde se evalúan estas expresiones. La resistencia nominal R_n es igual a la longitud sobre la que se supone distribuida la fuerza (al nivel de la base del cordón de soldadura) multiplicada por el espesor del alma y por el esfuerzo de fluencia de ésta.

Aplastamiento del alma Si se aplican cargas concentradas a un miembro estructural cuya alma no está atiesada, la resistencia nominal por aplastamiento del alma debe determinarse por medio de alguna de las dos ecuaciones siguientes (en las que d es el peralte total del miembro). Si se proporcionan atiesadores al alma y éstos se extienden por lo menos hasta la mitad del peralte, no es necesario revisar el aplastamiento.

Si la carga concentrada se aplica a una distancia no menor que $d/2$ medida desde el extremo del miembro estructural

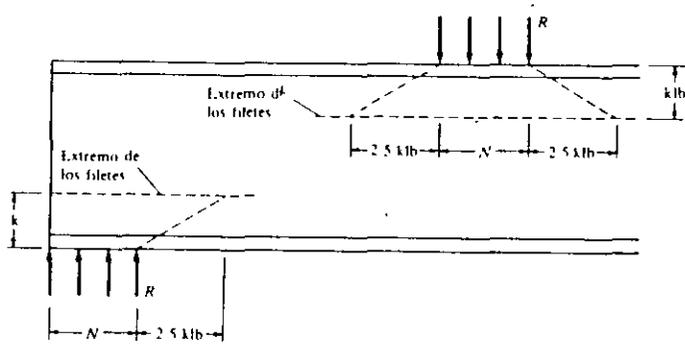


Figura 10-7 Fluencia local del alma

$$R_n = 135t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{F_y t_f}$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{(Fórmula LRFD-K1-4)}$$

Si la carga concentrada se aplica a una distancia menor que $d/2$ medida desde el extremo

$$R_n = 68t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{F_y t_f}$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{(Fórmula LRFD-K1-5)}$$

Pandeo lateral del alma Si se aplican cargas al patín de compresión estando éste soportado lateralmente, el alma quedará sujeta a compresión y el patín de tensión podría pandearse como se muestra en la fig. 10-8.

Se ha encontrado que el pandeo lateral del alma no ocurrirá si los patines están restringidos contra rotación con $(d_c/t_w)/(l/b_f) > 2.3$ o si $(d_c/t_w)/(l/b_f) > 1.7$ cuando la rotación del patín no está restringida. En estas expresiones d_c es el peralte del

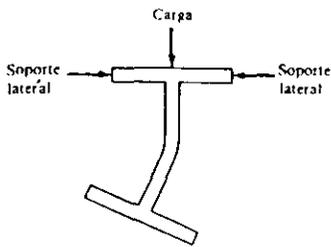
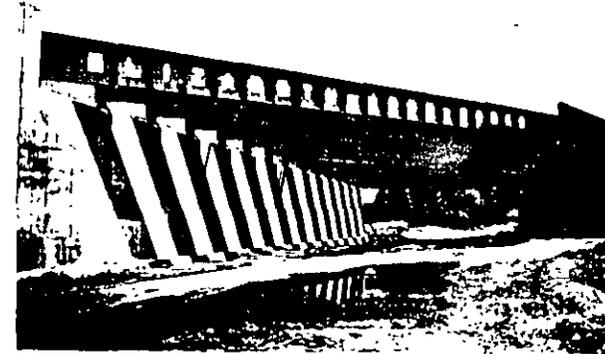


Figura 10-8 Pandeo con ladeo del alma



Travesaños totalmente soldados de un puente de la autopista Connecticut. (Cortesía de la Lincoln Electric Company.)

alma medido entre las bases de los filetes de soldadura, o sea, $d = 2k$, y l la longitud más grande sin soporte lateral a lo largo de cualquier patín en el punto de la carga.

También es posible prevenir el pandeo lateral del alma por medio de soportes laterales adecuadamente diseñados o por medio de atiesadores en el punto de aplicación de la carga. Los comentarios LRFD sugieren que los soportes laterales locales para *ambos* patines se diseñen para el 1% de la magnitud de la carga concentrada aplicada en el punto. Si se usan atiesadores, éstos deben extenderse desde el punto de aplicación de la carga hasta por lo menos la mitad del peralte del miembro y deben diseñarse para soportar la carga total. Debe evitarse la rotación de los patines para que los atiesadores sean efectivos.

Si los miembros estructurales no están restringidos contra movimiento relativo por medio de atiesadores o soportes laterales y están sujetos a cargas concentradas de compresión, sus resistencias pueden determinarse como sigue:

Cuando el patín cargado está restringido contra rotaciones y $(d_c/t_w)/(l/b_f)$ es menor que 2.3

$$R_n = \frac{12,000 t_w^3}{h} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d_c/t_w}{l/b_f} \right)^2 \right]$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{(Fórmula LRFD-K1-6)}$$

Cuando el patín cargado no está restringido contra rotaciones y $(d_c/t_w)/(l/b_f)$ es menor que 1.7

$$R_n = \frac{12,000 t_w^3}{h} \left[0.4 \left(\frac{d_c/t_w}{l/b_f} \right)^2 \right]$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{(Fórmula LRFD-K1-7)}$$

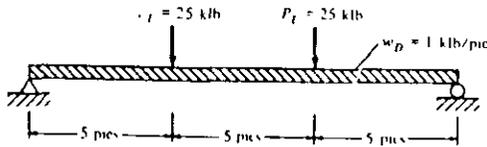


Figura 10-9

EJEMPLO 10-5

Seleccione una sección W de acero A36 para la viga mostrada en la fig. 10-9. Se tendrá soporte lateral en los extremos y bajo las cargas concentradas. Determine la longitud mínima de apoyo necesaria por fluencia y aplastamiento del alma en los apoyos. En la figura se muestran las cargas de servicio

Solución:

Peso supuesto de la viga = 44 lb/pie

$$M_u = \frac{(1.2)(1.044)(15)^2}{8} + (1.6)(25)(5) = 235.2 \text{ klb-pie}$$

$$Z \text{ necesario} = \frac{(12)(235.2)}{(0.9)(36)} = 87.1 \text{ plg}^3$$

Use una W21 x 44 ($L_p = 5.3$ pies $> L_n$ de 5 pies, $d = 20.66$ plg, $t_w = 0.350$ plg, $t_f = 0.450$ plg, $k = 1\frac{1}{16}$ plg)

Longitud de apoyo necesaria para prevenir la fluencia del alma en un apoyo

$$R_u = (1.2)(1.044)\left(\frac{15}{2}\right) + (1.6)(25) = 49.4 \text{ klb}$$

$$R_n = \frac{R_u}{\phi} = \frac{49.4}{1.0} = 49.4 \text{ klb}$$

$$R_n = (2.5k + N)F_u t_w$$

$$49.4 = (2.5 \times 1\frac{1}{16} + N)(36)(0.350)$$

$$N = 0.95 \text{ plg}$$

Longitud de apoyo necesaria para prevenir el aplastamiento del alma en su apoyo

$$R_n = \frac{R_u}{\phi} = \frac{49.4}{0.75} = 65.9 \text{ klb}$$

$$65.9 = (68)(0.350)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{20.66} \right) \left(\frac{0.350}{0.450} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{(36)(0.450)}{0.350}}$$

$$N = 1.63 \text{ plg} \quad \text{Use una longitud de apoyo mínima de 4 plg}$$

Nota En la tercera parte del manual LRFD se encuentran las tablas tituladas *Beams W Shapes, Beams S Shapes* (Perfiles W para vigas; Perfiles S para vigas), con cuya ayuda los cálculos para este ejemplo y otros de este capítulo se pueden simplificar considerablemente. La definición de los términos usados en esas tablas se dan en las páginas 3-25 a la 3-29 del manual junto con varios ejemplos muy útiles.

Por ejemplo, para las secciones usadas normalmente como vigas y para esfuerzos F_u de 36 y 50 klb/plg², se presentan en esas tablas los valores $\phi_b M_p$, $\phi_b V_u$, L_p , y L_u junto con las cantidades ϕR_1 , ϕR_2 , $\phi_c R_3$, y $\phi_c R_4$. Los últimos valores son útiles en los cálculos necesarios para revisar la fluencia y el aplastamiento del alma. Si tenemos una W21 x 44 ($t_w = 0.350$ plg, $k = 1\frac{1}{16}$ plg, $f_u = 36$ klb/plg²) apoyada en una longitud N de 3.5 plg podemos calcular ϕR_n para la fluencia del alma como sigue:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(2.5k + N)F_u t_w \\ &= (1.0)(2.5 \times 1\frac{1}{16} + 3.5)(36)(0.350) = 81.5 \text{ klb} \end{aligned}$$

O podemos usar los valores tabulados para ϕR_1 y ϕR_2

$$\phi R_n = \phi R_1 + \phi R_2 N = 37.4 + (12.6)(3.5) = 81.5 \text{ klb}$$

10-5 FLEXION ASIMETRICA

Recordamos que según la mecánica de materiales toda sección transversal de viga tiene un par de ejes mutuamente perpendiculares, conocidos como ejes principales, para los cuales el producto de inercia es nulo. Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea principal se tendrá una flexión asimétrica. Cuando las cargas externas no son coplanares con alguno de los ejes principales o cuando las cargas se aplican de modo simultáneo desde dos o más direcciones, se tendrá también una flexión asimétrica.

Si una carga no es perpendicular a uno de los ejes principales ésta puede descomponerse en componentes perpendiculares a esos ejes y los momentos respecto a cada eje, M_{u_x} y M_{u_y} , pueden determinarse como se muestra en la fig. 10-10.

Cuando una sección tiene un eje de simetría, ese eje es uno de los ejes principales y los cálculos necesarios para la determinación de los momentos resultan muy sencillos. Por esta razón la flexión asimétrica no resulta complicada para los perfiles empleados en vigas (W, S, M o C). Cada uno de esos perfiles tiene por lo menos un eje de simetría, por lo que los cálculos se reducen mucho. Un factor adicional que simplifica es que las cargas por lo general son por gravedad y probablemente perpendiculares al eje x .

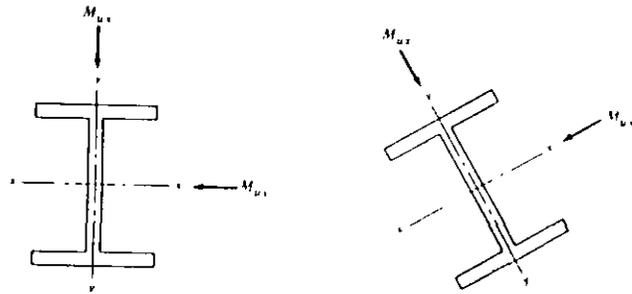


Figura 10-10

Entre las vigas que deben resistir flexión asimétrica se encuentran las travesaños en edificios industriales y los largueros de los techos ordinarios. Los ejes x de los largueros son paralelos a la superficie inclinada del techo, en tanto que un gran porcentaje de sus cargas (techo, nieve, etc.) son de gravedad. Esas cargas no son coplanas con ningún eje principal de los largueros inclinados y se tiene por ello una flexión asimétrica. En general se considera que las cargas de viento actúan en dirección perpendicular a la superficie del techo y a los ejes x de los largueros, por lo que no ocasionan flexión asimétrica. Normalmente los ejes x de las travesaños son horizontales, pero éstas están sujetas a empujes laterales provenientes de las grúas móviles así como a cargas por gravedad.

Para revisar si los miembros estructurales flexionados respecto a ambos ejes simultáneamente son adecuados, las especificaciones LRFD proporcionan una ecuación en la sección H1. La ecuación que sigue es para flexión combinada con tensión compresión axial si $P_u/\phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Fórmula LRFD-H1-1b})$$

Como para el problema analizado aquí P_u es igual a cero la fórmula se reduce

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

Esta es una ecuación de interacción o de porcentajes. Si por ejemplo M_{ux} es igual al 75% del momento que podría resistir el miembro si estuviese flexionando sólo respecto al eje ($\phi_b M_{nx}$) entonces M_{uy} no puede ser mayor que el 25% de lo que podría resistir si estuviese flexionado sólo respecto al eje ($\phi_b M_{ny}$).

Los ejemplos 10-6 y 10-7 ilustran el diseño de vigas sujetas a flexión asimétrica. Para ilustrar la naturaleza de tanteos que tiene el método, el autor no hizo tantos

cálculos previos como en otros ejemplos. El primer diseño de este tipo que trate de efectuar el estudiante, bien puede tomarle varios tanteos previos. Debe tomarse muy en cuenta al hacer el diseño, el asunto del soporte lateral del patín de compresión. Si el soporte lateral es dudoso, el ingeniero debe reducir la resistencia del momento de diseño por medio de una de las expresiones dadas antes para tal propósito.

EJEMPLO 10-6

Una viga en posición vertical está sometida a un momento flexionante $M_{ux} = 160$ klb-pie y a un $M_{uy} = 35$ klb-pie que incluyen el efecto del peso propio estimado. Se supone que las cargas pasan por el centroide de la sección. Seleccione un perfil W24 de acero A36 que resista esos momentos suponiendo que la viga tiene soporte lateral en todo su patín de compresión.

Solución:

Ensayamos una W24 × 62 ($\phi_b M_p = \phi_b M_{nx} = 413$ klb-pie, $Z_y = 15.7$ plg³)

$$\phi_b M_{ny} = \frac{(0.9)(36)(15.7)}{12} = 42.39 \text{ klb-pie}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{160}{413} + \frac{35}{42.39} = 1.21 > 1.00 \quad \text{NG}$$

Ensayamos una W24 × 68 ($\phi_b M_p = \phi_b M_{nx} = 478$ klb-pie, $Z_y = 24.5$ plg³)

$$\phi_b M_{ny} = \frac{(0.9)(36)(24.5)}{12} = 66.15 \text{ klb-pie}$$

$$\frac{160}{478} + \frac{35}{66.15} = 0.864 < 1.00 \quad \text{OK}$$

Use una W24 × 68

Se notará en la solución del ejemplo 10-6 que aunque el procedimiento usado dará un perfil adecuado para soportar los momentos indicados, la selección del perfil más ligero tabulado en el manual LRFD podría ser muy lento debido a que las dos variables Z_x y Z_y afectan al tamaño requerido. Si se tiene un M_{ux} grande y un M_{uy} pequeño, la sección más económica resultará muy peraltada y algo estrecha, en tanto que si se tiene un M_{uy} grande en relación con el M_{ux} , el perfil más económico será algo ancho y de poco peralte.

10-6 DISEÑO DE LARGUEROS

Para evitar la flexión en las cuerdas superiores de las armaduras de techo, es teóricamente conveniente colocar los largueros sólo en los nudos. Sin embargo, en armaduras grandes es más económico espaciarlos a intervalos cortos; si no se hace así, el

tamaño de los largueros resultará demasiado grande y se volverán imprácticos. Cuando se usan largueros intermedios, las cuerdas superiores de las armaduras deben diseñarse por flexión y carga axial como se describe en el capítulo 11. Los largueros se espacian por lo general de 2 a 6 pies entre sí, dependiendo de las condicio-

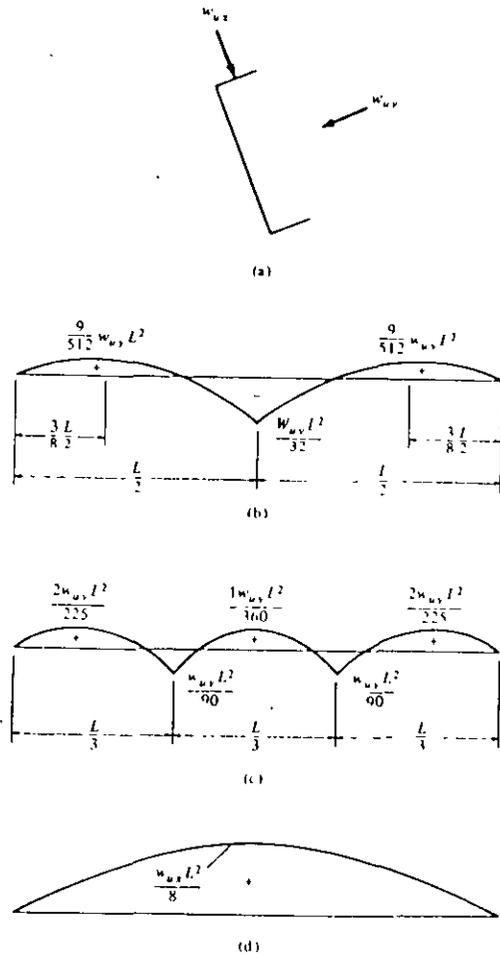


Figura 10-11 (a) Larguero con sección en canal. (b) Momento respecto al eje del alma de los largueros; tensores en el centro del claro. (c) Momento respecto al eje del alma de los largueros; tensores en los tercios del claro. (d) Momento respecto al eje X de los largueros.

nes de carga, en tanto que la relación más conveniente de peralte a claro es aproximadamente de 1/24. Los perfiles usados con más frecuencia son las secciones S y las canales, pero en otras ocasiones pueden ser más adecuados otros perfiles.

Como se mencionó en el capítulo 4, las canales y las secciones S son muy débiles respecto a sus ejes coincidentes con el alma y puede ser necesario usar tensores para reducir los claros en flexión alrededor de los ejes. Los tensores hacen continuos a los largueros en la dirección de sus ejes y los momentos respecto a esos ejes se reducen bastante como se muestra en la fig. 10-11. Estos diagramas de momentos se obtienen suponiendo que los cambios en longitud de los tensores son insignificantes; se supone además que los largueros están simplemente apoyados en las armaduras. Esta suposición es conservadora ya que con frecuencia son continuos sobre dos o más armaduras y puede lograrse una continuidad apreciable en sus empalmes. En los diagramas, L es la distancia entre armaduras, w_{\perp} es la componente de la carga perpendicular al eje del alma del larguero y w_{\parallel} es la componente de la carga paralela al mismo eje.

Si no se usan tensores, el momento máximo respecto al eje del alma de un larguero es de $w_{\perp} L^2 / 8$. Cuando se colocan tensores a la mitad del claro, este momento se reduce a $w_{\perp} L^2 / 32$ (una reducción del 75%) y cuando se colocan en los tercios del claro el momento vale $w_{\perp} L^2 / 90$ (una reducción del 91%). En el ejemplo 10-7 se usan tensores en el centro del claro y los largueros se diseñan para un momento $w_{\perp} L^2 / 8$ paralelo al eje del alma y un momento $w_{\parallel} L^2 / 32$ perpendicular a ese mismo eje.

Además de reducir los momentos respecto al alma de los largueros, los tensores tienen otros propósitos muy útiles. Estos pueden proporcionar soporte lateral a los largueros y además son muy útiles para mantener alineados a éstos durante el montaje, hasta que la cubierta del techo se instala y se conecta a los largueros.

EJEMPLO 10-7

Seleccione un larguero con sección W6 para el techo mostrado en la fig. 10-12. Las armaduras están colocadas cada 15 pies entre centros y se usan tirantes en los centros de los claros de los largueros. Se supone que el techo proporciona soporte lateral completo. Considere acero A36, las especificaciones LRFD y

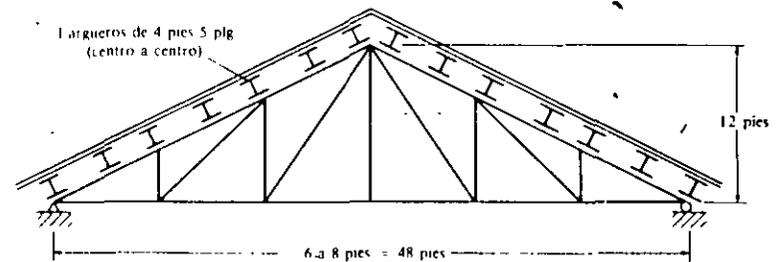


Figura 10-12

que no se presenta la torsión; puede entonces usarse al valor total de Z_y . Las cargas se dan en términos de libras por pie cuadrado de superficie en techo.

$$\text{Nieve} = 30 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Techo} = 6 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Peso estimado de largueros} = 3 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Presión del viento} = 15 \text{ lb/pie}^2 \text{ (1 a la superficie del techo)}$$

Solución:

Cálculo de la carga w_{ux} por pie que soportan los largueros (colocados a cada 4.42 pie sobre centros).

$$\begin{aligned} w_{ux} &= 1.2D + 1.6S + 0.8W \\ &= (1.2)(6 + 3)(4.42) \left(\frac{2}{\sqrt{5}}\right) + (1.6)(30)(4.42) \left(\frac{2}{\sqrt{5}}\right) \\ &\quad + (0.8)(15)(4.42) = 285.6 \text{ lb/pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_{uy} &= 1.2D + 1.3W + 0.5S \\ &= (1.2)(6 + 3)(4.42) \left(\frac{2}{\sqrt{5}}\right) + (1.3)(15)(4.42) \\ &\quad + (0.5)(30)(4.42) \left(\frac{2}{\sqrt{5}}\right) = 188.2 \text{ lb/pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_{ux} &= (1.2D + 1.6S) \frac{1}{\sqrt{5}} \\ &= [(1.2)(6 + 3)(4.42) + (1.6)(30)(4.42)] \frac{1}{\sqrt{5}} \\ &= 116.5 \text{ klb-pie} \end{aligned}$$

$$M_{ux} = \frac{(0.2856)(15)^2}{8} = 8.03 \text{ lb-pie}$$

$$M_{uy} = \frac{(0.1165)(15)^2}{32} = 0.819 \text{ klb-pie}$$

Ensayamos W6×9 ($\phi_b M_p = 16.8 \text{ klb-pie}$, $Z_y = 1.73 \text{ plg}^3$)

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{px}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{py}} \leq 1.0 \quad \text{ya que} \quad \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$$

$$\frac{8.03}{16.8} + \frac{0.819}{(0.9)(36)(1.73)/12} = 0.653 < 1.0$$

OK

Use W6×9

10-7 EL CENTRO DE CORTANTE

El centro de cortante se define como el punto en el plano de una sección transversal de una viga, por el cual debe pasar la resultante de las cargas transversales para que los esfuerzos en la viga puedan calcularse sólo con las teorías de la flexión pura y del corte transversal. Si la resultante pasa por este punto, no es necesario analizar la viga por momento torsionante. En una viga con dos ejes de simetría, el centro de cortante se localiza en la intersección de los dos ejes, coincidiendo así con el centroide de la sección. En una viga con un eje de simetría, el centro de cortante se encuentra sobre dicho eje, pero no necesariamente coincidirá con el centroide. Esto significa que para evitar torsión en algunas vigas, las líneas de acción de las cargas no deben pasar por sus centroides.

El centro de cortante es de gran importancia en vigas cuyas secciones transversales están compuestas de elementos delgados que proporcionan una resistencia considerable a la flexión, pero poca a la torsión. Muchos perfiles estructurales comunes (W, S, C, ángulos, etc.) y las secciones formadas a base de placas delgadas (como las de la construcción aeronáutica) quedan dentro de esta clasificación y el problema tiene una amplia aplicación.

En la fig. 10-13 se muestra la localización del centro de cortante de varias secciones abiertas. Secciones como éstas son relativamente débiles en torsión y para

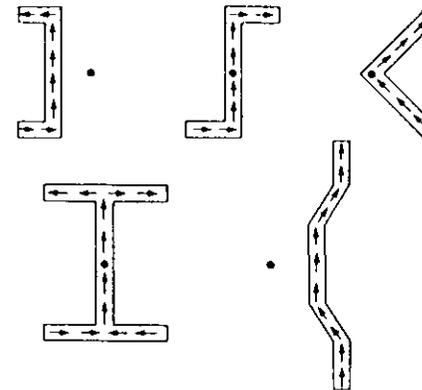


Figura 10-13

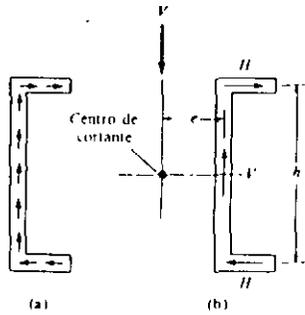


Figura 10-14

ellas y perfiles similares, la localización de la resultante de las cargas externas es sumamente importante. Se indicó antes que la adición de una o más almas a esas secciones, convirtiéndolas así en secciones en cajón, aumenta mucho sus resistencias torsionales.

El proyectista promedio quizá no se toma el tiempo necesario para efectuar los tediosos cálculos necesarios para localizar el centro de cortante y evaluar el efecto de la torsión. Lo más probable es que ignore el problema o haga una estimación aproximada del efecto de la torsión en los esfuerzos de flexión. Una estimación de poco valor usada en muchas ocasiones es la de reducir $\phi_b M_n$ en un 50% al usarla en la ecuación de interacción.

Los centros de cortante pueden localizarse rápidamente en vigas con secciones transversales abiertas y almas relativamente delgadas. Para otras vigas, los centros de cortante pueden encontrarse con bastante dificultad. Con frecuencia se usa el término *flujo de cortante* al considerar miembros estructurales de pared delgada aunque en realidad no está presente ningún flujo; este término se refiere al esfuerzo cortante por pulgada de la sección transversal y es igual al esfuerzo cortante multiplicado por el espesor del elemento. (El esfuerzo cortante se determina con la expresión VQ/bI y el flujo de cortante con VQ/I si se supone que el esfuerzo cortante es constante a través del espesor del elemento.) El flujo de cortante actúa paralelamente a los lados de cada elemento de un miembro

La sección en canal de la fig. 10-14(a) se considerará en la siguiente exposición. En esta figura el flujo de cortante se muestra con pequeñas flechas y en la parte (b) se muestran las resultantes (H y V) en cada elemento del perfil. Las dos fuerzas H están en equilibrio en la dirección horizontal y la fuerza V interna equilibra a la fuerza cortante que actúa en la sección. Aunque las fuerzas horizontal y vertical están en equilibrio, no puede decirse lo mismo para los momentos de estas fuerzas a menos que la línea de acción de la resultante de las fuerzas externas pase por un cierto punto llamado el centro de cortante. Las fuerzas horizontales H en la parte (b) de la figura forman un par. El momento de este par debe ser opuesto e igual al producido por las dos fuerzas V . La localización del centro de cortante es un problema de

10-7 El centro de cortante

equilibrio; por ello deben tomarse momentos respecto a un punto que elimine el mayor número posible de fuerzas.

Podemos ahora escribir la siguiente ecuación con la cual se localiza el centro de cortante.

$$Ve = Hh \text{ (momentos tomados respecto al centroide del alma)}$$

Los ejemplos 10-8 y 10-9 muestran los cálculos necesarios para localizar el centro de cortante de dos perfiles. Nótese que la localización de este punto es independiente de la magnitud de la fuerza cortante externa.

EJEMPLO 10-8

La sección mostrada en la fig. 10-15(a) está sujeta a una fuerza cortante externa V . Localice el centro de cortante.

Solución:

Propiedades de la sección:

$$I_x = \left(\frac{1}{12}\right)(3)(10)^3 + \left(\frac{1}{12}\right)(2.7)(9.4)^3 = 63 \text{ plg}^4$$

$$f_{c.n.B} = \frac{(V)(2.85 \times 0.3 \times 4.85)}{63} = 0.06582 V/\text{plg}$$

$$\text{total } H = \left(\frac{1}{2}\right)(2.85)(0.06582V) = 0.0938V$$

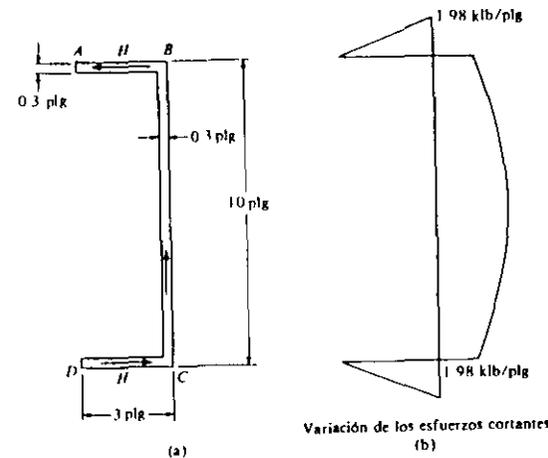


Figura 10-15

Ubicación del centro de cortante:

$$V_e = Hh$$

$$V_e = (0.0938V)(9.7)$$

$$e = 0.91 \text{ plg (medido desde el centro del alma)}$$

El estudiante debe ver claramente que la variación del esfuerzo cortante en las esquinas, donde se juntan el alma y el patín, no puede determinarse correctamente con las expresiones VQ/bI o bien VQ/I y tampoco al usar la teoría de la elasticidad. Como aproximación en los dos ejemplos presentados aquí, el autor ha supuesto que el flujo de cortante se extiende hasta el punto medio de las esquinas con la misma ley de variación (variación lineal para los elementos horizontales y parabólica para los verticales). Los valores de Q se calculan para las dimensiones correspondientes. Se podrían haber hecho otras suposiciones, por ejemplo, que el flujo de cortante se extiende verticalmente en todo el peralte del alma y sólo en las partes proyectantes de los patines horizontales o viceversa. Resulta molesto ver que con cualquier suposición que se haga, los valores no concuerdan exactamente. Por ejemplo, en el problema siguiente, la suma del flujo cortante vertical no concuerda muy bien con la fuerza cortante externa.

EJEMPLO 10-9

La sección abierta mostrada en la fig. 10-16 está sujeta a una fuerza cortante externa V . Localice el centro de cortante.

Solución:

Propiedades de la sección:

$$I_x = \left(\frac{1}{12}\right)(0.25)(16)^3 + (2)(3.75 \times 0.25)(4.87)^2 = 129.8 \text{ plg}^4$$

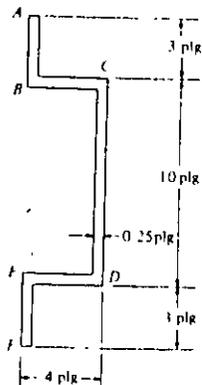


Figura 10-16

10-7 El centro de cortante

Valores del flujo de cortante q :

$$q_a = 0$$

$$q_b = \frac{(V)(3.12 \times 0.25 \times 6.44)}{129.8} = 0.0387V/\text{plg}$$

$$q_c = q_b + \frac{(V)(3.75 \times 0.25 \times 4.87)}{129.8} = 0.0739V/\text{plg}$$

$$q_d = q_c + \frac{(V)(4.87 \times 0.25 \times 2.44)}{129.8} = 0.0968V/\text{plg}$$

Estos valores del flujo de cortante se muestran en la fig. 10-17(a) y la suma para cada elemento de la sección se presenta en la parte (b) de la figura.

Tomando momentos respecto al eje CD se obtiene:

$$-(0.211V)(9.75) + (2)(0.0807V)(3.75) + Ve = 0$$

$$e = 1.45 \text{ plg}$$

La teoría del centro de cortante es muy útil en el diseño, pero tiene ciertas limitaciones que deben entenderse claramente. Por ejemplo, el análisis aproximado dado en esta sección es sólo válido para secciones delgadas. Además las vigas de acero tienen con frecuencia secciones transversales variables a lo largo de sus claros, por lo que el lugar geométrico de sus centros de cortante no es una línea recta. Entonces, si la resultante de las cargas pasa por el centro de cortante en una sección, es posible que no sea así en otras secciones transversales.

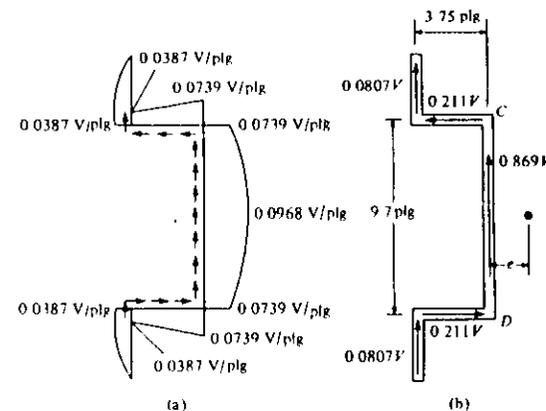


Figura 10-17

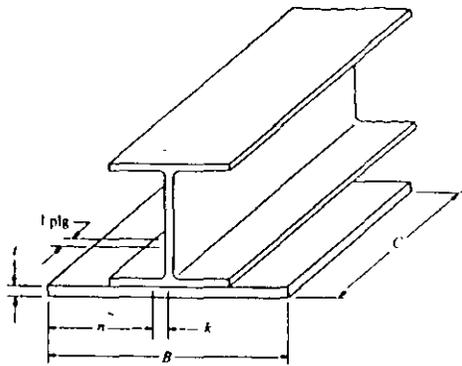


Figura 10-18

Cuando los proyectistas se enfrentan al problema de considerar cargas aplicadas a perfiles de pared delgada en los que pueden surgir torsiones, éstos generalmente proporcionan algún medio para evitar tal torsión. Pueden especificar soportes laterales a intervalos cortos o conexiones a pisos o techos o medios similares. Si tales soluciones no son factibles se seleccionarán probablemente secciones con mayor rigidez a la torsión. Se dan aquí dos referencias^{1,4} al respecto.

10-8 PLACAS DE ASIENTO PARA VIGAS

Cuando los extremos de las vigas están soportadas por apoyo directo sobre concreto o mampostería con frecuencia es necesario distribuir las reacciones de las vigas por medio de placas de asiento o apoyo. Se supone que la reacción se distribuye uniformemente a través de la placa sobre la mampostería y que la mampostería reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada R_u dividida entre el área A_1 de la placa. Esta presión tiende a doblar hacia arriba a la placa y al patín inferior de la viga. El manual LRFD recomienda que se considere que la placa de apoyo toma el momento flexionante total producido y que la sección crítica para el momento se considere a una distancia k del eje longitudinal de la viga. (Véase la fig. 10-18). La distancia k es la misma que la distancia de la cara exterior del patín al límite del filete del alma dado en las tablas para cada sección (o igual al espesor del patín, más el radio del filete).

¹ C.G. Salmon y J.E. Johnson. *Steel Structures, Design and Behavior*, (Estructuras de acero; diseño y comportamiento), 2a Edición. (Nueva York Harper and Row, 1980), págs 672-675.

⁴ Personal técnico del AISC, *Torsional Analysis of Steel Members* (Análisis torsional de miembros de acero), (Chicago: AISC, 1983).

10-8 Placas de asiento para vigas

La determinación de la distribución exacta de la presión en una placa de asiento es un problema muy difícil, por lo que se supone por lo general una distribución uniforme de presión. Esta suposición es probablemente conservadora ya que la presión por lo común es mayor en el centro de la viga que en los bordes. Los bordes exteriores de la placa y patín tienden a doblarse hacia arriba y el centro de la viga tiende a bajar, concentrándose ahí la presión.

El espesor requerido de una franja de 1 plg de ancho de placa puede determinarse como sigue:

$$M_u = \frac{R_u}{A_1} n \cdot \frac{n}{2} = \frac{R_u n^2}{2A_1}$$

La Z de una franja de placa de 1 plg de ancho y espesor t es $(1) \left(\frac{t}{2}\right) \left(\frac{t}{4}\right) (2) = \frac{t^2}{4}$

$$M_u = \phi_b F_y Z \quad \text{con} \quad \phi_b = 0.9$$

$$\frac{R_u n^2}{2A_1} = (0.9)(F_y) \left(\frac{t^2}{4}\right)$$

$$t = \sqrt{\frac{2.22 R_u n^2}{A_1 F_y}}$$

Si la placa se extiende sobre el ancho total del muro o de cualquier otro soporte paralelo a la viga, el área A_1 de la placa se determina dividiendo la reacción factorizada R_u entre la presión última permisible sobre el concreto o mampostería que se halle debajo de la placa. Para el concreto este valor generalmente es igual a $\phi_c = 0.60$ (apoyo sobre concreto) y f'_c es la resistencia a compresión a los 28 días del concreto en klb/plg².

$$A_1 = \frac{R_u}{\phi_c 0.85 f'_c}$$

Si la placa no se extiende sobre todo el ancho del soporte, A_1 debe determinarse según la sección J9 de las especificaciones LRFD con la siguiente expresión, en donde A_2 es el área máxima de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left(\frac{R_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \right)^2$$

Después de determinar A_1 , su longitud (paralela a la viga) y su ancho se seleccionan. La longitud no debe ser menor que la N requerida para prevenir la fluencia en el alma o su aplastamiento ni tampoco menor que $3\frac{1}{2}$ o 4 plg por razones constructivas; no debe ser mayor que el espesor del muro o de cualquier otro soporte y de

hecho deberá ser menor que ese espesor, sobre todo en muros exteriores, para que el acero no quede expuesto.

El ejemplo 10-10 muestra los cálculos necesarios para diseñar una placa de asiento para viga. Nótese que el ancho y la longitud de la placa se escogen de preferencia en múltiplos enteros de pulgadas.

EJEMPLO 10-10

Una viga W18 x 71 ($d = 18.47$ plg, $t_w = 0.495$ plg, $b_f = 7.635$ plg, $t_f = 0.810$ plg, $k = 1\frac{1}{2}$ plg) tiene uno de sus extremos apoyados sobre un muro de concreto reforzado con $f'_c = 3$ klb/plg². Diseñar una placa de apoyo de acero A36 para la viga. La reacción factorizada es de 120 klb y la longitud máxima de apoyo perpendicular al muro es el espesor total de éste e igual a 8 plg.

Solución:

$$\text{Área necesaria} = A_1 = \frac{R_u}{\phi 0.85 f'_c} = \frac{120}{(0.60)(0.85)(3)} = 78.43 \text{ plg}^2$$

Longitud mínima de apoyo perpendicular al muro requerida por fluencia del alma:

$$R_n = \frac{R_u}{\phi} = \frac{120}{1.0} = 120 \text{ klb}$$

$$120 = (2.5 \times 1.50 + N)(36)(0.495)$$

$$N = 2.98 \text{ plg}$$

Longitud mínima de apoyo perpendicular al muro necesaria por aplastamiento del alma:

$$R_n = \frac{R_u}{\phi} = \frac{120}{0.75} = 160 \text{ klb}$$

$$160 = (68)(0.495)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{18.47} \right) \left(\frac{0.495}{0.810} \right)^{1/4} \right] \sqrt{\frac{(36)(0.810)}{0.495}}$$

$$N = 3.24 \text{ plg} \leftarrow$$

Ensayamos 1 PL 8 x 10

$$n = 5 - 1\frac{1}{2} = 3.5 \text{ plg}$$

$$t = \sqrt{\frac{2.22 R_u n^2}{A_1 F_y}} = \sqrt{\frac{(2.22)(120)(3.5)^2}{(80.0)(36)}} = 1.06 \text{ plg}$$

Use 1 $\frac{1}{8}$ x 8 x 10 plg PL

Problemas

En algunas ocasiones los patines de la viga por sí solos proporcionan suficiente área de apoyo, pero de cualquier modo deben utilizarse placas de asiento, ya que éstas son muy útiles en el montaje y aseguran una mejor superficie de apoyo para la viga, se pueden colocar independientemente de las vigas y nivelar y alinear en forma adecuada. Cuando los extremos de las vigas de acero se ahogan en el concreto o en los muros de mampostería, se considera conveniente el uso de algún tipo de anclaje al muro para impedir que la viga se mueva en el sentido longitudinal con respecto al muro. El ancla usual consta de una barra redonda de acero doblada que se pasa a través del alma de la viga y corre paralela al muro. Estas anclas se llaman de pared y sus detalles y tamaños se presentan en la página 5-163 del manual LRFD. Ocasionalmente se utilizan ángulos fijos al alma en vez de anclas de pared. Si se considera posible la presencia de fuerzas de cierta intensidad en la dirección del eje de la viga, deben utilizarse pernos verticales de anclaje en los extremos de ésta.

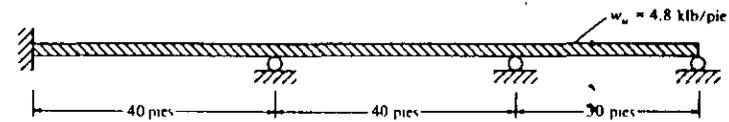
Revisemos si el espesor de los patines solos es suficiente:

$$t = \sqrt{\frac{2.22 R_u n^2}{A_1 F_y}} = \sqrt{\frac{(2.22)(120)(3.5)^2}{(8 \times 7.635)(36)}} = 1.221 \text{ plg} > t_f \text{ de la } W18 \times 71$$

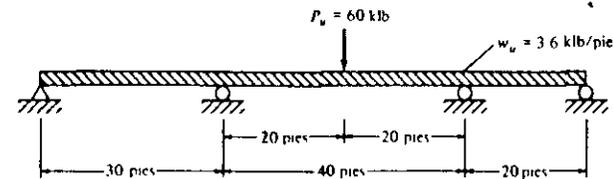
Por lo que los patines solos no son suficientes

PROBLEMAS

10-1 al 10-5. Seleccione las secciones W más ligeras de acero A36 considerando sólo el momento flexionante y suponiendo soporte lateral en todo el patín de compresión. Las cargas indicadas incluyen el peso de las vigas. Use análisis elástico, cargas factorizadas y la regla relativa al 0.9.



Problema 10-1 (Resp. W27 x 94)



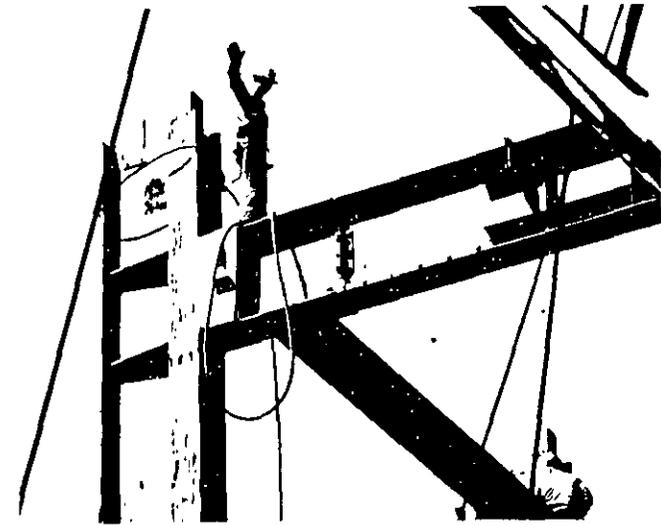
Problema 10-2

Flexión y fuerza axial

11-1 SÍTIO DE INCIDENCIA

Los miembros estructurales sujetos a una combinación de esfuerzo por flexión y carga axial, son mucho más comunes de lo que el lector se imagina. Esta sección se dedica a presentar algunos de los casos más obvios. Las columnas que forman parte de una estructura de acero deben soportar, casi siempre, momentos flexionantes, además de sus cargas usuales de compresión. Es casi imposible montar y centrar exactamente las cargas axiales sobre las columnas aun en los casos de pruebas de laboratorio, y el lector se dará cuenta de que en las construcciones dicha dificultad es aún mayor. Aunque las cargas en un edificio o estructura pudieran centrarse perfectamente en un momento determinado, no permanecerían estacionarias. Además, las columnas pueden tener defectos iniciales o tener otras fallas, dando como resultado el que se produzcan flexiones laterales. Las vigas generalmente se hgan a las columnas mediante ángulos o ménsulas colocadas a los lados de éstas, que originan así cargas aplicadas excéntricamente que producen momentos. El viento y otras cargas laterales ocasionan flexión lateral en las columnas y las de marcos rígidos, de edificios, están sometidas a momentos, aun cuando el marco soporte sólo cargas verticales. Los elementos de los portales de puentes deben resistir esfuerzos combinados en forma semejante a las columnas de edificios; entre las causas que los originan se encuentran los fuertes vientos laterales, cargas verticales de tránsito, sean o no simétricas y la fuerza centrífuga debida al tránsito en los puentes con curva.

El lector posiblemente ha considerado que las armaduras se cargan en los nudos y como consecuencia, sus miembros están axialmente cargados; sin embargo, en ocasiones los largueros de la cubierta quedan colocados entre los nudos de la cuerda cargada de la armadura, haciendo que dicha cuerda se flexione; de modo semejante, la cuerda inferior puede flexionarse por el peso de las instalaciones de alumbrado, ductos u otros elementos colocados entre los nudos de las armaduras. Todos los miembros horizontales o inclinados de las armaduras están sometidos a un momento ocasionado por su propio peso, en tanto que todos los miembros de las armaduras,



Edificio Inryco en Chicago, Ill. (Cortesía de la I.R. Construction Products Co.)

sean o no verticales, quedan sujetos a esfuerzos de flexión secundaria. Los esfuerzos secundarios se ocasionan porque los miembros no se conectan mediante pasadores sin fricción, como se supone por el análisis que se hizo de esfuerzos y los ejes de gravedad de los miembros, o los de sus elementos de conexión no coinciden exactamente en las juntas, etc.

Los momentos flexionantes en los miembros sujetos a tensión no son tan peligrosos como en los miembros sujetos a compresión, porque la tensión tiende a reducir las deflexiones laterales, en tanto que la compresión las incrementa. A su vez, el incremento de deflexión lateral se traduce en incremento de momento, con el resultado de mayores deflexiones laterales, y a mayores momentos, etc. Es de esperarse que los miembros en tal situación sean suficientemente rígidos como para impedir que las deflexiones laterales lleguen a ser excesivas

11-2 MIEMBROS SUJETOS A FLEXION Y TENSION AXIAL

En la sección H1 de las especificaciones LRFD se dan las siguientes ecuaciones de interacción para perfiles simétricos sujetos simultáneamente a flexión y a tensión axial. Esas ecuaciones también se aplican a miembros sujetos a flexión y a compresión axial como se describirá en las secciones 11-6 y 11-7.

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_t P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Fórmula LRFD; H1-1a})$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_t P_n} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Fórmula LRFD; H1-1b})$$

Los términos en esas ecuaciones se han definido previamente; P_u y M_u son las resistencias requeridas por tensión y por flexión, P_n y M_n son las resistencias nominales por tensión y por flexión, ϕ_t y ϕ_b son los factores de resistencia determinados como en capítulos previos. Por lo general se hace sólo un análisis de primer orden para miembros sujetos a flexión y a tensión. Se sugiere a los proyectistas efectuar análisis de segundo orden para esos miembros y usar los resultados en sus diseños. Los ejemplos 11-1 y 11-2 ilustran la aplicación de esas expresiones de interacción a miembros sujetos simultáneamente a flexión y a tensión axial.

EJEMPLO 11-1

Un miembro de acero A36 tiene una sección $W12 \times 35$ sin agujeros y está sujeto a una tensión factorizada P_u de 60 klb y a un momento flexionante factorizado M_{ux} de 25 klb-pie. ¿Es satisfactorio el miembro si $L_h < L_p$?

Solución. La sección $W12 \times 35$ tiene una $A = 10.3 \text{ plg}^2$ y una Z_x de 11.5 plg^3 .

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = (0.9)(36)(10.3) = 333.7 \text{ klb}$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} = \frac{60}{333.7} = 0.18 < 0.2$$

Use por lo que rige la fórmula H1-1b.

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b F_y Z_x = \frac{(0.9)(36)(11.5)}{12} = 31.05 \text{ klb-pie}$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \\ = \frac{60}{(2)(333.7)} + \left(0 + \frac{25}{31.05} \right) = 0.895 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

EJEMPLO 11-2

Un miembro de acero A36 tiene una sección $W10 \times 30$ sin agujeros y una L_b de 12.0 pies; está sujeto a una tensión factorizada P_u de 100 klb y a los mo-

mentos factorizados $M_{ux} = 70 \text{ klb-pie}$ y $M_{uy} = 0$. Si $C_b = 1.0$, ¿es adecuado el miembro?

Solución. La sección $W10 \times 30$ tiene una $A = 8.84 \text{ plg}^2$, una L_p de 5.7 pies y una L_c de 20.3 pies.

$$\phi_t P_n = (0.9)(36)(8.84) = 286.4 \text{ klb}$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} = \frac{100}{286.4} = 0.349 > 0.2$$

Use por lo que rige la fórmula H1-1a

En la tabla de selección se ve que $L_b > L_p$; entonces

$$\phi_b M_p = 98.8 \text{ klb-pie}$$

$$\phi_b M_r = 63.2 \text{ klb-pie}$$

$$BF = 2.44$$

$$\begin{aligned} \phi_b M_n &= C_b [\phi_b M_p - BF(L_b - L_p)] \\ &= 1.0 [98.8 - 2.44(12.0 - 5.7)] = 83.43 \text{ klb-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) &= \frac{100}{286.4} + \frac{8}{9} \left(\frac{70}{83.43} + 0 \right) \\ &= 1.095 > 1.0 \quad \text{NG} \end{aligned}$$

11-3 MOMENTOS DE PRIMER Y SEGUNDO ORDEN

Si un miembro está sometido a momentos y a carga axial de compresión, aparecerán en él momentos flexionantes y deflexiones laterales adicionales a las iniciales. Cuando analizamos un marco con algunos de los métodos elásticos comunes, los resultados se denominan momentos y fuerzas primarias o de primer orden. Aun si el marco está soportado lateralmente, se presentarán algunos momentos secundarios debidos a la flexión lateral en las columnas. La columna en la fig. 11-1 se supone que está arriostrada contra el ladeo, pero se flexionará lateralmente una cantidad δ como se muestra y esto generará un momento secundario $P_u \delta$. Este momento causará una deflexión lateral adicional que ocasionará un momento adicional y así sucesivamente.

En las especificaciones LRFD se supone que el momento M_1 es igual a M_{n1} (el momento debido a las cargas por gravedad) más el momento debido a la deflexión lateral $P_u \delta$. Para estimar la suma de esos dos valores, esas especificaciones proporcionan un factor B_1 de amplificación que es ≥ 1.0 y que debe multiplicarse por M_{n1} (la fórmula para B_1 se presenta en la sección 11-4.)

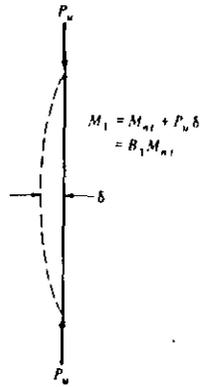


Figura 11-1 Columna en un marco arriostrado contra ladeo.

Si un marco está sujeto a ladeo, o sea que los extremos de las columnas pueden moverse lateralmente entre sí, aparecerán otros momentos secundarios adicionales. En la fig. 11-2, el momento secundario producido por el ladeo es igual a $P_u \Delta$.

Se supone por las especificaciones LRFD que el momento M_2 es igual a M_{1l} (momento debido a las cargas laterales) más el momento debido a $P_u \Delta$. Las especificaciones dan un valor $B_2 \geq 1.0$ (mostrado en la sección 11-4) que debe multiplicarse por M_{1l} para estimar el total de esos dos momentos.

El total estimado para los momentos de primer y segundo orden en un miembro sujeto a compresión axial y a flexión, puede determinarse con la siguiente expresión:

$$M_u = B_1 M_{e1} + B_2 M_{1l}$$

En vez de usar el procedimiento empírico del LRFD descrito aquí, se sugiere al proyectista usar un análisis teórico de segundo orden siempre que se cumplan ciertos requisitos de las secciones C1 y C2 de las especificaciones. Estos requisitos se

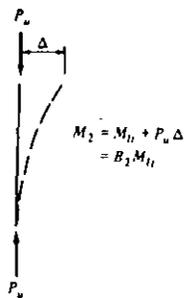


Figura 11-2 Columna en un marco no arriostrado.

refieren a las deformaciones axiales, a las fuerzas axiales máximas permitidas, al porte lateral, a los factores K y a otros más.

11-4 FACTORES DE AMPLIFICACION

Los factores de amplificación son B_1 y B_2 . Con B_1 se estima el efecto $P_u \delta$ para una columna, esté o no el marco soportado contra el ladeo. Con B_2 se estima el efecto $P_u \Delta$ en marcos sin soporte lateral.

Esta estimación del momento sólo es aplicable cuando las conexiones son totalmente restringidas o libres. El manual LRFD indica que la determinación de momentos secundarios entre esos dos casos extremos (conexiones con restricción parcial) está más allá del alcance de las especificaciones. Los términos restricción total y restricción parcial se estudian ampliamente en el capítulo 15.

En la expresión que sigue para B_1 , C_m es un término que se define en la sección 11-5, P_u es la resistencia axial que necesita la columna y P_e es la resistencia al pandeo de Euler, $A_g F_c / \lambda_c^2$, y es una función de KL en el plano de flexión con $KL = 1.0$ y $\lambda_c = (KL/r\pi) \sqrt{F_c/E}$. En la tabla 9, pág. 6-131 de las especificaciones LRFD, el valor P_e/A_g puede obtenerse directamente. Multiplicándolo por A_g se obtiene el valor P_e . B_1 no puede ser menor que 1.0

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_e} \geq 1.0$$

El proyectista puede usar cualquiera de las dos expresiones dadas por el LRFD para B_2 . En la primera, ΣP_u representa la resistencia axial necesaria por todas las columnas del piso en cuestión, Δ_{oh}/L representa el índice de ladeo del piso y ΣH es la suma de todas las fuerzas horizontales de piso que producen Δ_{oh} .

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u (\Delta_{oh} / \Sigma H L)} \quad (\text{LRFD Fórmula H1-5})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u / \Sigma P_e} \quad (\text{LRFD Fórmula H1-6})$$

Desde un punto de vista práctico al calcular ΣP_u y ΣP_e estaremos calculando sólo los valores para las columnas en un marco específico o de una sola hilera de columnas perpendiculares al viento.

La deflexión horizontal de un edificio de múltiples niveles debido al viento o al sismo se llama ladeo. Se representa por Δ en la fig. 11-3.

El ladeo se mide con el índice de ladeo Δ/h , en donde Δ es la deflexión y h es la altura o distancia al nivel inferior. Para el bienestar de los ocupantes de un edificio, el índice se limita usualmente bajo cargas de trabajo a un valor entre 0.0015 y 0.003 y bajo carga última a 0.004, aproximadamente.

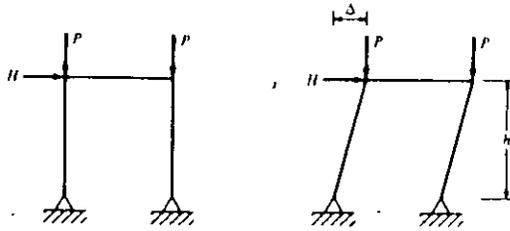


Figura 11-3

De las dos expresiones dadas para B_2 , la primera, que contiene el índice de ladoeo, es más conveniente para el diseño práctico. Si suponemos ladeos tan grandes como los dados por esos valores, estaremos del lado conservador en el diseño; o sea que la estructura real probablemente no se ladee tanto así.

11-5 FACTORES DE REDUCCION C_m

En las secciones 11-3 y 11-4 se trató el tema de la amplificación de momentos debido a las deflexiones laterales y se presentaron los factores B_1 y B_2 , con los que se pueden estimar los incrementos de los momentos. En la expresión para B_1 se incluyó un término C_m llamado factor de reducción. El propósito de este factor es reducir el valor de B_1 en ciertos casos en los que de otra manera podría llegar a ser muy grande.

Si una columna está sujeta a momentos en sus extremos que la flexionan en curvatura simple (C), la situación desde el punto de vista de la deflexión lateral es mucho peor que si la misma columna estuviese flexionada en curvatura doble (S) bajo los mismos momentos. Para el último caso existe un punto de inflexión a la mitad de la altura si los momentos extremos son iguales y si la deflexión lateral ahí es nula. Además, la deflexión lateral no es muy grande en ningún punto del miembro y la flexión secundaria tampoco. Sin embargo, si no se incluye el factor C_m en la ecuación, el valor de B_1 será el mismo para ambas situaciones.

Para tomar en cuenta casos como el descrito en donde el momento se reduce debido a las condiciones de apoyo en los extremos, las especificaciones LRFD incluyen C_m en la expresión para B_1 . Los factores de reducción se basan en la restricción rotacional en los extremos del miembro y en el gradiente del momento a lo largo de éste. Las especificaciones LRFD (H1-2a) incluyen dos categorías de C_m que se describen en los siguientes párrafos.

En la categoría 1, los miembros están impedidos de traslación en sus juntas o ladeo y no están sujetos a cargas transversales entre sus extremos. Para esos miembros el factor de reducción se determina con la fórmula

11-6 Ecuaciones de interacción para cargas axiales de compresión y flexión

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

En esta expresión, M_1/M_2 es la relación del menor al mayor momento en los extremos de la longitud sin soporte lateral en el plano de flexión que se esté considerando. La relación es negativa si los momentos generan curvatura simple en el miembro y positiva si generan curvatura doble en él. Como se mencionó antes, un miembro en curvatura simple tiene deflexiones laterales mayores que un miembro en curvatura doble. Con deflexiones laterales mayores los momentos por cargas axiales serán mayores.

La categoría 2 se aplica a miembros sujetos a cargas transversales entre sus nudos y que están soportados contra traslación de sus nudos en el plano de carga. La cuerda a compresión de una armadura con una carga de larguero entre sus nudos es un ejemplo típico de esta categoría. Las especificaciones LRFD estipulan que el valor C_m debe tomarse como sigue:

- Para miembros con extremo restringido, $C_m = 0.85$
- Para miembros con extremo no restringido, $C_m = 1.0$

En vez de estos valores, C_m (categoría 2) puede determinarse para varias condiciones de extremo y carga con ayuda de la tabla 11-1, que corresponde a la tabla C-H1.1 de los comentarios a las especificaciones LRFD. En las expresiones dadas en la tabla, f_a es el esfuerzo axial calculado en el miembro y F'_e es el esfuerzo de pandeo de Euler dividido entre un factor de seguridad de 23/12:

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23(kL_h/r_g)^2}$$

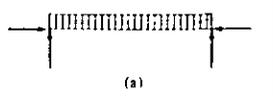
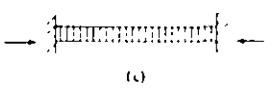
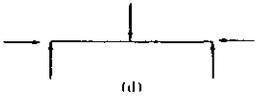
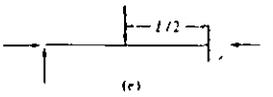
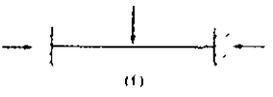
En esta expresión L_h y r_g son las longitudes reales sin soporte y el radio de giro correspondiente al plano de flexión.

11-6 ECUACIONES DE INTERACCION PARA CARGAS AXIALES DE COMPRESION Y FLEXION

Se usan las mismas ecuaciones de interacción para miembros sujetos a flexocompresión que para miembros sujetos a flexotensión. Sin embargo, algunos de los términos usados en las ecuaciones se definen de manera diferente. Por ejemplo, P_u y P_n se refieren a fuerzas de compresión y no a fuerzas de tensión, ϕ_c es 0.85 para compresión axial y ϕ_b es 0.9 para flexión.

Para analizar un miembro sujeto a flexocompresión necesitamos efectuar un análisis de primer orden y otro de segundo orden para obtener los momentos flexionantes. El momento de primer orden por lo general se obtiene haciendo un análisis elástico y consta de los momentos M_{n1} (momentos causados por cargas de gravedad) y de

TABLA 1.

Caso	ψ	C_m
(a) 	0	1.0
(b) 	-0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F_c}$
(c) 	-0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F_c}$
(d) 	-0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F_c}$
(e) 	-0.3	$1 - 0.3 \frac{f_a}{F_c}$
(f) 	-0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F_c}$

y $M_u = 90$ klb-pie. ¿Resulta adecuado el miembro si se flexiona en el plano para doble con momentos iguales en los extremos respecto a ambos ejes y no tiene cargas intermedias?

Solución: Propiedades de la W12 x 170: $A = 50.0$ plg², $r_x = 5.74$ plg, $r_y = 3.22$ plg, $Z_x = 275$ plg³, $Z_y = 126$ plg³, $L_p = 13.4$ pies.

Para un marco con arriostramiento lateral, $K = 1.0$; entonces:

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{(1.0)(12 \times 12)}{5.74} = 25.09$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{(1.0)(12 \times 12)}{3.22} = 44.72$$

$$\phi_c F_c = 27.55 \text{ klf/plg}^2 \text{ (de la tabla 3-36 del manual LRFD)}$$

$$\phi_c P_n = (27.55)(50.0) = 1377.5 \text{ klf (en las tablas se lee 1380 klf)}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{600}{1377.5} > 0.2$$

por lo que rige la fórmula H1-1a

Para un marco con soporte lateral, M_h (momento por cargas laterales) = 0

$$C_{mx} = C_{my} = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4(+1.0) = 0.2$$

Con la tabla 9, página 6-131 del manual, los valores P_{cx} y P_{cy} se determinan como sigue:

$$\frac{P_{cx}}{A_g} = 454.84 \text{ klf/plg}^2 \text{ para } \frac{K_x L_x}{r_x} = 25.09$$

$$P_{cx} = (454.84)(50.0) = 22,742 \text{ klf}$$

$$\frac{P_{cy}}{A_g} = 143.16 \text{ klf/plg}^2 \text{ para } \frac{K_y L_y}{r_y} = 44.72$$

$$P_{cy} = (143.16)(50.0) = 7158 \text{ klf}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_{cx}} = \frac{0.2}{1 - 600/22,742} = < 1.0 \quad \text{Usar } 1.0$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u/P_{cy}} = \frac{0.2}{1 - 600/7158} = < 1.0 \quad \text{Usar } 1.0$$

los momentos M_h (momentos debidos a las cargas laterales, esto es, debido a la traslación lateral).

Teóricamente, si tanto las cargas como la estructura son simétricas, M_h será cero. De igual manera si la estructura está soportada lateralmente, M_h será cero. Es posible desde luego, tener deflexiones laterales en edificios altos con dimensiones y cargas simétricas. Sin embargo, si los edificios son de menos de 20 pisos de altura, quizá sea posible ignorar esas deflexiones; si son de más de 20 pisos éstas deben considerarse. Los ejemplos 11-3 y 11-4 ilustran la aplicación de las fórmulas de interacción en dos vigas-columnas.

EJEMPLO 11-3

En un marco simétrico arriostrado lateralmente se usa una viga W12 x 170 de acero A36 de 12 pies de largo para resistir las siguientes fuerzas factorizadas causadas por cargas simétricas por gravedad: $P_u = 600$ klf, $M_u = 200$ klf-pie

$$B_{2x} = B_{2y} = 0 \text{ ya que el marco está arriostrado}$$

$$M_{ux} = B_1 M_{ux} + B_2 M_{ux} = (1.0)(200) + 0 = 200 \text{ klb-pie}$$

$$M_{uy} = B_1 M_{uy} + B_2 M_{uy} = (1.0)(90) + 0 = 90 \text{ klb-pie}$$

$$\phi_b M_{ux} = \phi_b M_p \text{ ya que } L_b < L_p$$

$$= \frac{(0.9)(36)(275)}{12} = 742.5 \text{ klb-pie}$$

$$\phi_b M_{uy} = \frac{(0.9)(36)(126)}{12} = 340.2 \text{ klb-pie}$$

Aplicando la fórmula LRFD-H1-1a se obtiene:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{uy}} \right) = \frac{600}{1377.5} + \frac{8}{9} \left(\frac{200}{742.5} + \frac{90}{340.2} \right)$$

$$= 0.911 < 1.0 \quad \text{OK}$$

La sección es adecuada.

EJEMPLO 11-4

Un perfil W14 × 145 de acero A36 se usa como columna en un marco simétrico, sin soporte lateral, para resistir una carga factorizada $P_u = 800$ klb, debida a la gravedad, al viento y un momento flexionante por viento respecto al eje $x = M_x = 290$ klb-pie. Otros datos son: $L_x = L_y = 14$ pies, $K = 1.0$, índice de ladeo $\Delta_{oh}/L = 0.0025$, $\Sigma P_u = 20\,000$ klb y $\Sigma H = 650$ klb. ¿Es adecuada la sección?

Solución: Para la W14 × 145 se leen los siguientes valores: $L_p = 16.6$ pies y $Z_x = 260$ plg³; $\phi_c P_n = 1190$ klb de la tabla de columnas en la segunda parte del manual LRFD.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{800}{1190} > 0.2$$

Por lo que debe usarse la fórmula LRFD-H1-1a

Observando que $M_{ux} = M_{uy} = M_{ix} = 0$,

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u / (\Sigma H)(\Delta_{oh}/L)} = \frac{1}{1 - \left(\frac{20,000}{650} \right) (0.0025)} = 1.08$$

$$M_{ux} = B_1 M_{ux} + B_2 M_{ux} = 0 + (1.08)(290) = 313.2 \text{ klb-pie}$$

Como $L_b < L_p$

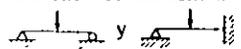
$$M_{ux} = \phi_b F_x Z_x = \frac{(0.9)(36)(260)}{12} = 702 \text{ klb-pie}$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{uy}} \right) \\ = \frac{800}{1190} + \frac{8}{9} \left(\frac{313.2}{702} + 0 \right) \\ = 1.07 > 1.00 \end{aligned}$$

NG

La sección no es adecuada

Cuando un ingeniero joven comienza a diseñar estructuras, muy pronto constata que las estructuras reales no quedan exactamente dentro de los casos teóricos aprendidos en la escuela. En consecuencia, tendrá que hacer suposiciones o interpolar entre los valores dados en los manuales. Por ejemplo: ¿una cierta conexión debe considerarse como un empotramiento, como apoyo simple o como una situación intermedia? La decisión que se tome afectará los valores de los momentos, los valores de K , los valores de C_m , etc.

El autor considera que el ejemplo 11-5 que sigue, es un problema muy práctico en el que hay que hacer ese tipo de suposiciones. En este caso se supuso que las condiciones en el extremo del miembro considerado se encuentran entre las dadas en los esquemas indicados a continuación: . Luego se calcularon los momentos y los valores C_m para los dos casos y se promediaron.

EJEMPLO 11-5

En la armadura mostrada en la fig. 11-4(a) se usa una viga W8 × 31 para la cuerda superior que va de la junta L_0 a la U_1 . Si el miembro es de acero A36, ¿tiene éste suficiente resistencia para soportar las cargas factorizadas mostradas en la parte (b) de la fig. 11-4? La parte (b) muestra la portción de cuerda que va de L_0 a U_1 y la carga de 16 klb representa el efecto de un larguero. Se supone que se tiene soporte lateral para este miembro en sus extremos y en el centro.

Solución: Propiedades de una W8 × 31: $A = 9.13$ plg², $Z_x = 30.4$ plg³, $r_x = 3.47$ plg, $r_y = 2.02$ plg y $L_p = 8.4$ pies.

Para un marco soportado lateralmente, $K = 1.0$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{(1.0)(12 \times 13)}{3.47} = 44.96$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{(1.0)(12 \times 6.5)}{2.02} = 38.61$$

$$\phi_c F_c = 27.50 \text{ klb/plg}^2 \text{ (de la tabla 3-36 en el manual LRFD)}$$

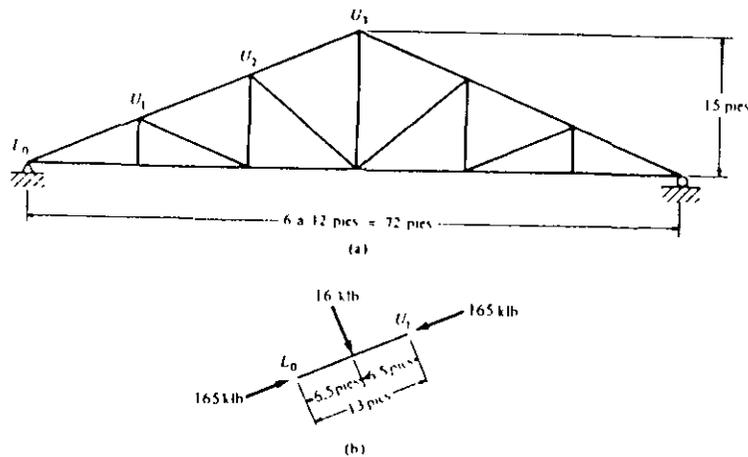


Figura 11-4

$$\phi_c P_n = (27.50)(9.13) = 251 \text{ klb}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{165}{251} = 0.66 > 0.2$$

por lo que debe usarse la fórmula LRFD-H1-1a

Para un marco arriostrado lateralmente, M_u (momento debido a las cargas laterales) = 0

$$f_a = \frac{165}{9.13} = 18.07 \text{ klf-pie}$$

$$F'_c = \frac{12\pi^2 E}{23(K_1 L_c / r_c)^2} = \frac{(12)(\pi)^2 (29 \times 10^3)}{(23)(44.96)^2} = 73.88 \text{ klf/plg}^2$$

De la tabla C-H1.1 en el manual.

$$\text{Para } \begin{array}{c} | \\ \hline \end{array} \quad C_m = 1 - 0.2 \left(\frac{18.07}{73.88} \right) = 0.951$$

$$\text{Para } \begin{array}{c} | \\ \hline | \end{array} \quad C_m = 1 - 0.3 \left(\frac{18.07}{73.88} \right) = 0.927$$

$$\text{promedio } C_m = 0.94$$

11-7 Diseño de vigas-columnas

$$\text{Para } M_u = \frac{(16)(13)}{4} = 52 \text{ klf-pie}$$

$$\text{Para } M_u = \frac{(3)(16)(13)}{16} = 39 \text{ klf-pie}$$

$$\text{promedio } M_u = \frac{52 + 39}{2} = 45.5 \text{ klf-pie}$$

$$\frac{P_{cr}}{A_g} = 141.6 \text{ klf/plg}^2 \quad \text{Para } \frac{K_1 L_c}{r_c} = 44.96$$

$$P_{cr} = (141.6)(9.13) = 1292.8 \text{ klf}$$

$$B_{1a} = \frac{C_{m1}}{1 - P_u/P_{cr}} = \frac{0.94}{1 - 165/1292.8} = 1.15$$

$$M_u = B_1 M_{u1} + B_2 M_{u2} = (1.15)(45.5) + 0 = 52.33 \text{ klf-pie}$$

$$\phi_b M_{u1} = \phi_b M_p \quad \text{ya que } L_b < L_p$$

$$= \frac{(0.9)(36 \times 30.4)}{12} = 82.1 \text{ klf-pie}$$

Aplicando la fórmula LRFD-H1.1a

$$\frac{165}{251} + \frac{8}{9} \left(\frac{49.14}{82.1} + 0 \right) = 1.22 > 1.0$$

NG

el miembro no tiene suficiente resistencia.

11-7 DISEÑO DE VIGAS-COLUMNAS

El diseño de vigas-columnas implica el uso de un procedimiento de tanteos. Se selecciona una sección de prueba y luego se revisa con la fórmula apropiada de interacción. Si la sección no satisface la ecuación o si está sobrediseñada, se escoge otra sección y se aplica otra vez la ecuación de interacción. El objetivo de lo que resta de esta sección es mostrar cómo escoger desde el principio una sección más o menos adecuada.

Un método común usado para escoger secciones que resistan momentos y carga axial es el método de la carga axial equivalente o de la carga axial efectiva. En este método, la carga axial (P_u) y el momento flexionante (M_{u1} y/o M_{u2}) se reemplazan por una carga concéntrica ficticia, $P_{u,ef}$ equivalente a la carga axial real de diseño más el momento de diseño.

En esta exposición se supone que se desea seleccionar la sección más económica para resistir un momento y una carga axial. Mediante un procedimiento de tanteos

es posible encontrar, a la larga, la sección más ligera. Sin embargo, existe una carga axial ficticia que requiere la misma sección que la que se requiere para la carga y momento reales. Esta carga ficticia se llama carga axial equivalente o carga axial efectiva, $P_{u,ef}$.

Por medio de ecuaciones se convierte el momento flexionante en una carga axial equivalente P'_u que se suma a la carga axial real de diseño P_u . El total de $P_u + P'_u$ es la carga axial equivalente o efectiva $P_{u,ef}$ y se usa para adoptar las tablas de columnas del manual LRFD para escoger una sección de prueba. En la fórmula para $P_{u,ef}$ que sigue, m es un factor dado en la tabla B en la página 2-10 del manual y U es un factor proporcionado en las tablas de columnas.

$$P_{u,ef} = P_u + M_{u,x}m + M_{u,y}mU$$

Para aplicar esta expresión se toma un valor de m de la sección de primera aproximación de la tabla B y U se supone igual a 2. Al aplicar la ecuación, los momentos $M_{u,x}$ y $M_{u,y}$ deben expresarse en *klb-pie*. Se despeja $P_{u,ef}$ de la ecuación y se selecciona una columna de las tablas para columnas cargadas axialmente para ese valor. Luego se despeja nuevamente $P_{u,ef}$, usando un valor revisado de m tomado de la parte de aproximaciones subsecuentes de la tabla B y el valor de U se toma de las tablas para columnas, para la columna seleccionada inicialmente. Se escoge otro perfil y se continúa el proceso hasta que m y U se estabilizan (o sea, hasta que el tamaño de la columna seleccionada no cambia).

Por último, es necesario revisar la columna de prueba con la apropiada ecuación de interacción, la (H1-1a) o la (H1-1b). La ecuación de la carga axial equivalente muestra secciones que resultan conservadoras. Por esta razón el proyectista puede escoger una sección con el método de la carga axial equivalente y luego usar la ecuación de interacción en una sección uno o dos tamaños más pequeña. Este procedimiento puede ahorrar considerables cantidades de acero.

Los ejemplos 11-6 y 11-7 ilustran el diseño de vigas-columnas usando el procedimiento de la carga axial equivalente.

Limitaciones de las tablas $P_{u,ef}$ del manual LRFD

La aplicación de la fórmula de la carga axial equivalente y la tabla B de la segunda parte del manual dan resultados económicos en el diseño de vigas-columnas a menos que el momento sea muy grande en comparación con la carga axial. En estos casos, los miembros seleccionados serán capaces de soportar las cargas y momentos, pero pueden resultar antieconómicos. Las tablas para columnas cargadas axialmente en la segunda parte del manual se limitan a las secciones W14 y W12 y de menor peralte, pero cuando el momento es grande en comparación con la carga axial habrá con frecuencia una sección más ligera y de mayor peralte como la W27 o la W30 que satisfará la ecuación de interacción apropiada.

EJEMPLO 11-6

Seleccione una sección W de 12 pies, de acero A36 para soportar la carga factorizada $P_u = 500$ klb y los momentos factorizados $M_{u,x} = 200$ klb-pie y $M_{u,y} = 80$ klb-pie. El miembro se usará en un marco arriostrado lateralmente con $M_{u,z} = M_{u,w} = 0$, una $K_x L_x = K_y L_y = 12$ pies y una $C_m = 0.85$.

Solución:

Primera aproximación ($m = 2.8, U = 2.0$)

$$P_{u,ef} = 500 + (200)(2.8) + (80)(2.8)(2.0) = 1508 \text{ klb}$$

Segunda aproximación. Ensayamos una W12 x 190 ($m = 2.5, U = 1.33$)

$$P_{u,ef} = 500 + (200)(2.5) + (80)(2.5)(1.33) = 1266 \text{ klb}$$

Tercera aproximación. Ensayamos una W12 x 170 ($m = 2.5, U = 1.35$)

$$P_{u,ef} = 500 + (200)(2.5) + (80)(2.5)(1.35) = 1270 \text{ klb}$$

La tabla de carga axial indica aún la sección W12 x 170, por lo que consideramos una sección más pequeña y la revisaremos con la ecuación de interacción apropiada.

Ensayamos una W12 x 152 ($A = 44.7 \text{ plg}^2, r_x = 5.66 \text{ plg}, r_y = 3.19 \text{ plg}, L_p = 13.3 \text{ pies}, Z_x = 243 \text{ plg}^3, Z_y = 111 \text{ plg}^3$)

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{(12)(12)}{5.66} = 25.44$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{(12)(12)}{3.19} = 45.14$$

$$\lambda_{cx} = \frac{K_x L_x}{r_x} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{25.44}{\pi} \sqrt{\frac{36}{29,000}} = 0.285$$

$$\lambda_{cy} = \frac{45.14}{\pi} \sqrt{\frac{36}{29,000}} = 0.506$$

$$P_{cx} = \frac{A_g F_y}{\lambda_{cx}^2} = \frac{(44.7)(36)}{(0.285)^2} = 19,812 \text{ klb}$$

$$P_{cy} = \frac{(44.7)(36)}{(0.506)^2} = 6,285 \text{ klb}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_{cr}} = \frac{0.85}{1 - 500/19,812} = < 1.0 \quad \text{Use 1.0}$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u/P_{cr}} = \frac{0.85}{1 - 500/6285} = < 1.0 \quad \text{Use 1.0}$$

$$M_{ux} = (1.0)(200) = 200 \text{ klb-pie}$$

$$M_{uy} = (1.0)(80) = 80 \text{ klb-pie}$$

Como $L_b < L_p$

$$\phi_b M_{ux} = \frac{(0.9)(36)(243)}{12} = 656.1 \text{ klb-pie}$$

$$\phi_b M_{uy} = \frac{(0.9)(36)(111)}{12} = 299.7 \text{ klb-pie}$$

$\phi_c P_n$ de las tablas de columnas = 1230 klb

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{500}{1230} > 0.2$$

por lo que se usa la fórmula H1-1a

$$\frac{500}{1230} + \frac{8}{9} \left(\frac{200}{656} + \frac{80}{299.7} \right) = 0.915 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Use una W12 x 152

EJEMPLO 11-7

Seleccione la sección W12 más ligera (de acero A36) para una columna de 12 pies en un marco. La columna no tendrá soporte lateral en el plano del marco, pero sí lo tendrá en un plano perpendicular al nivel de cada piso, por lo que $K_x = 1.0$. En el plano del marco K_y se ha estimado igual a 1.50.

Se ha hecho un análisis de primer orden con las cargas factorizadas y los resultados se indican en la fig. 11-5. Se supone que rige la combinación de cargas: 1.2D + 0.5L + 1.3W.

Solución:

Columna de prueba

$$P_{ueff} = P_u + M_{ux}m + M_{uy}mU$$

$$= 360 + (35 + 160)(2.5) + 0 = 848 \text{ klb}$$

Según la fórmula de la carga axial equivalente se requiere una sección W12 x 106, pero probablemente estará sobrada.

11-7 Diseño de vigas-columnas

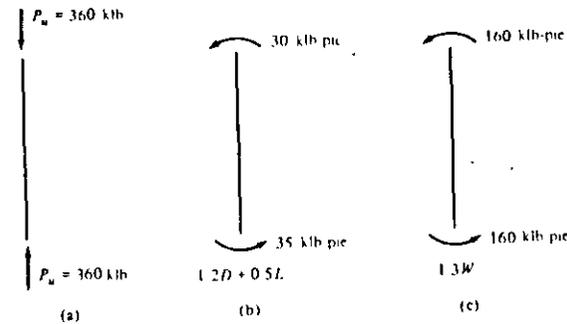


Figura 11-5

Ensayamos W12 x 96 ($A = 28.2 \text{ plg}^2$, $r_x = 5.44 \text{ plg}$, $r_y = 3.09 \text{ plg}$, $L_p = 12.9$ pies, $\phi_b M_p = 397 \text{ klb-pie}$).

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_x = \frac{(1.50)(12 \times 12)}{5.44} = 39.71$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_y = \frac{(1.0)(12 \times 12)}{3.09} = 46.60$$

$$\phi_c F_{cr} = 27.29 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = (27.29)(28.2) = 769.6 \text{ klb}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{360}{769.6} = 0.468 > 0.2$$

Por lo que debe usarse la fórmula H1-1a

Cálculo de los factores de amplificación

$$\lambda_{cx} = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{39.71}{\pi} \sqrt{\frac{36}{29,000}} = 0.4454$$

$$\lambda_{cy} = \frac{46.60}{\pi} \sqrt{\frac{36}{29,000}} = 0.5226$$

$$P_{cx} = \frac{A_g F_y}{\lambda_{cx}^2} = \frac{(28.2)(36)}{(0.4454)^2} = 5117 \text{ klb}$$

$$P_{cy} = \frac{A_g F_y}{\lambda_{cy}^2} = \frac{(28.2)(36)}{(0.5226)^2} = 3717 \text{ klb}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(+ \frac{30}{35} \right) = 0.257$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{0.257}{1 - \frac{360}{5117}} = 0.276$$

$$< 1.0, \text{ por lo que usamos } B_1 = 1.0$$

Aquí el autor supone que ΣP_u y ΣP_c , para todas las columnas en esta línea, son cada una cuatro veces más grandes que los valores para esta columna

$$C_m = 1.0$$

$$B_2 = \frac{C_m}{1 - (\Sigma P_u / \Sigma P_c)} = \frac{1.0}{1 - 4 \times 360 / 5117} = 1.107$$

Determinación de los momentos finales

$$M_u \text{ en la parte superior de la columna} = (1.0)(30) + (1.107)(160) = 207.1 \text{ klb-pie}$$

$$M_u \text{ en la base de la columna} = (1.0)(35) + (1.107)(160) = 212.1 \text{ klb-pie}$$

Una sección W12 x 96 tiene una $L_p = 12.9$ pies $> L_b$ de 12 pies

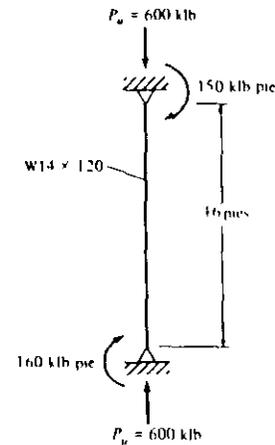
por lo que $\phi_b M_{nx} = 397$ klb-pie

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{360}{769.6} + \frac{8}{9} \left(\frac{212.1}{397} + 0 \right) = 0.943 < 1.0$$

Use sección W12 x 96

Problemas

- 11-5. Seleccione la sección W12 más ligera para soportar una carga de tensión factorizada P_u de 160 klb y un momento factorizado M_{ux} de 75 klb-pie, suponga acero A36, $L_b = 8.0$ y $C_b = 1.0$; el miembro no tiene agujeros (Resp. W12 x 35)
- 11-6. Una columna articulada en sus extremos con sección W10 x 49, tiene 15 pies de longitud y está impedida de ladearse. Se aplica una carga P_u de 230 klb a la columna en su extremo superior con una excentricidad de 2 plg causando flexión respecto al eje mayor de la sección. Revise si el miembro de acero A36 es adecuado para usarse en un marco arriostrado tal que $M_{ux} = M_{uy} = 0$; $K_x = 1.0$ y $K_y = 1.45$; suponga $C_b = 1.0$ y $C_{mx} = C_{my} = 0.85$.
- 11-7. La columna de acero A36 mostrada en la figura está impedida de ladearse. ¿Es satisfactoria si la flexión ocurre respecto al eje mayor? Suponga $K_x = K_y = 1.0$ (Resp. Sí; $0.887 < 1.00$)

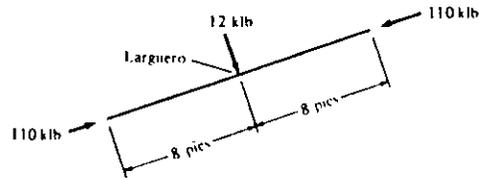


Problema 11-7

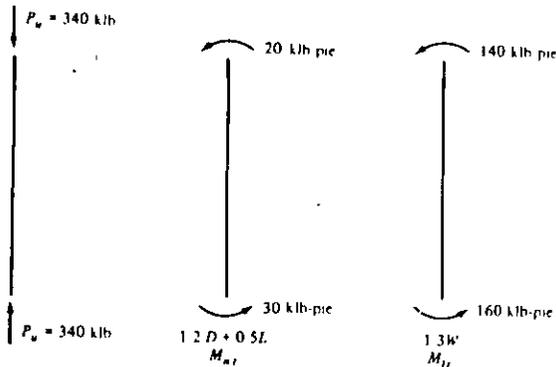
PROBLEMAS

- 11-1. Un miembro a tensión con una sección W14 x 26 de acero A36, sin agujeros, está sometido a una carga factorizada P_u de 35 klb y a un momento flexionante factorizado M_{ux} de 30 klb-pie. ¿Es satisfactorio el miembro, si $L_b = 4$ pies y $C_b = 1.0$? (Resp. Sí; $0.345 < 1.00$)
- 11-2. Un miembro a tensión de acero con $F_u = 50$ klb/plg² y con una sección W12 x 58 sin agujeros, está sometido a una carga P_u de 80 klb y a un momento M_{ux} de 42 klb-pie. ¿Es satisfactorio el miembro si $L_b = 8.0$ pies y $C_b = 1.0$?
- 11-3. Repita el problema 11-1 con el miembro sometido también a un momento factorizado M_{uy} de 12 klb-pie (Resp. No, $1.148 > 1.00$)
- 11-4. Seleccione la sección W10 más ligera que soporte una carga de tensión factorizada P_u de 45 klb y un momento factorizado M_{ux} de 30 klb-pie. Suponga que el miembro no tiene agujeros y es de acero A36

- 11-8. Una columna de acero A36 con sección W10 x 49 está articulada en sus extremos. El lado es posible en la dirección x . Se aplica una carga P_u de 300 klb con excentricidad de 1.5 plg en ambos extremos que le causa flexión con curvatura simple respecto al eje x . ¿Es satisfactorio el miembro? Longitud = 12 pies; $K_x = 1.4$, $K_y = 1.0$, $M_{ux} = M_{uy} = 0$.
- 11-9. El miembro de acero A36 de una armadura está formado por una sección W10 x 30 y está empotrado en sus extremos en las direcciones x y y . El larguero indicado en la figura proporciona soporte lateral en la dirección y en la mitad del miembro. ¿Es satisfactorio el miembro para soportar las cargas factorizadas mostradas? (Resp. Sí; $0.776 < 1.00$)

**Problema 11-9**

- 11-10. Repita el problema 11-9 considerando que los extremos del miembro están articulados y arriostrados contra movimiento lateral.
- 11-11. Seleccione un perfil W14 de acero A36 para soportar una carga factorizada P_u de 600 klb y los momentos factorizados $M_{u1} = 100$ klb-pie y $M_{u2} = 40$ klb-pie. El miembro de 14 pies de longitud se usará en un marco arriostrado con M_{u1} y M_{u2} iguales a cero. Suponga $K_c = K_t = 1.0$ y $C_m = 0.85$. (Resp. W14 × 109)
- 11-12. Repita el problema 11-11 usando una sección W14 de acero con F_y igual a 50 klb/plg².
- 11-13. Una columna de acero A36 de 14 pies de altura con una sección W14 × 109 formará parte del marco de un edificio; no tendrá soporte lateral en el plano del marco, pero estará soportada lateralmente en dirección perpendicular al marco al nivel de cada piso, de modo que $K_c = 1.00$. Se ha estimado que $K_t = 1.40$. Los resultados de un análisis de primer orden hecho con cargas factorizadas se muestran en las figuras siguientes. ¿Es satisfactorio el miembro? (Resp. Sí; $0.734 < 1.0$)

**Problema 11-13**

- 11-14. Repita el problema 11-13 suponiendo que los momentos flexionan al miembro en curvatura simple.
- 11-15. Seleccione una sección W12 con $F_y = 50$ klb/plg² para la carga y momentos del problema 11-13. (Resp. W12 × 72)

Conexiones atornilladas

12-1 INTRODUCCION

Durante muchos años el método aceptado para conectar los miembros de una estructura de acero fue el remachado. Sin embargo, en años recientes, el uso de remaches ha declinado rápidamente debido al tremendo incremento experimentado por la soldadura, y más recientemente, por el atornillado con pernos o tornillos de alta resistencia. Este capítulo y el siguiente se dedican casi totalmente a la exposición de las conexiones atornilladas, aunque se hacen breves observaciones relativas a los remaches al final del capítulo 13.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos, es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura. Estos factores, en Estados Unidos de Norteamérica donde la mano de obra es sumamente cara, dan a las juntas atornilladas una ventaja económica, en comparación con los otros tipos de conexión. Aunque el costo de adquisición de un tornillo de alta resistencia es varias veces mayor que el de un remache, el costo total de la construcción atornillada es menor que el de la construcción remachada, debido a los menores costos por mano de obra y equipo y al menor número de tornillos requeridos para resistir las mismas cargas.

12-2 TIPOS DE TORNILLOS

Existen varios tipos de tornillos que pueden usarse para conectar miembros de acero; éstos se describen en los siguientes párrafos.

Tornillos ordinarios o comunes. Estos tornillos los designa la ASTM como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas al del acero A36. Están disponibles en diámetros que van de $\frac{1}{8}$ plg hasta $1\frac{1}{2}$ en incrementos de $\frac{1}{8}$ plg.

Los tornillos A307 se fabrican generalmente con cabezas y tuercas cuadradas

para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces porque tienen una apariencia un poco más atractiva, son más fáciles de manipular con las llaves mecánicas y requieren menos espacio para girarlas. Tienen relativamente grandes tolerancias en el vástago y en las dimensiones de la cuerda, pero sus resistencias de diseño son menores que las de los remaches o de los tornillos de alta resistencia. Se usan principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios (largueros, correas, riostras, plataformas, armaduras pequeñas, etc.).

Los proyectistas a veces son culpables de especificar tornillos de alta resistencia en conexiones para las que los tornillos ordinarios serían satisfactorios. *La resistencia y ventajas de los tornillos ordinarios se subestimarán en el pasado.* El análisis y diseño de las conexiones con tornillos A307 se efectúan exactamente igual que en las conexiones remachadas, excepto que los esfuerzos permisibles son diferentes.

Tornillos de alta resistencia Estos tornillos se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de los tornillos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los A325 (hechos con acero al carbono tratado térmicamente) y los A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero hechos con acero aleado). Los tornillos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes monumentales.

Estos tornillos se desarrollaron para superar la debilidad de los remaches (principalmente la tensión insuficiente en el vástago una vez enfriados). Las tensiones resultantes en los remaches no son suficientemente grandes para mantenerlos en posición durante la aplicación de cargas de impacto o vibratorias; a causa de esto, los remaches se aflojan, vibran y a la larga tienen que reemplazarse. Los tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta que se alcanzan esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del tornillo y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

En ocasiones se fabrican tornillos de alta resistencia a partir de acero A449 con diámetros mayores de $1\frac{1}{2}$ plg que es el diámetro máximo de los A325 y A490. Estos tornillos pueden usarse también como pernos de anclaje de alta resistencia y para barras roscadas de diversos diámetros.



Perno de alta resistencia. (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation.)

12-3 HISTORIA DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Las juntas que se obtienen usando tornillos de alta resistencia son superiores a las remachadas en rendimiento y economía y son el principal método de conectar miembros estructurales de acero en las obras. C. Batho y E.H. Bateman sostuvieron por primera vez en 1934 que los tornillos de alta resistencia podrían emplearse satisfactoriamente para el ensamble de estructuras de acero¹, pero fue hasta 1947 que se estableció el *Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation* (Consejo para la investigación de juntas estructurales remachadas y atornilladas). Este grupo publicó sus primeras especificaciones en 1951 y los tornillos de alta resistencia fueron aceptados rápidamente por arquitectos e ingenieros de puentes para estructuras sometidas a cargas, tanto estáticas como dinámicas. Estos tornillos no sólo se convirtieron en el principal tipo de conector de campo sino que se encontró que poseían muchas aplicaciones en conexiones de taller. En la construcción del puente MacInac en Michigan se usaron más de un millón de tornillos de alta resistencia.

Las conexiones que antes se hacían con tornillos y tuercas ordinarias no eran muy satisfactorias cuando estaban sometidas a cargas vibratorias porque las tuercas con frecuencia se aflojaban. Durante muchos años este problema se resolvió usando contratuercas, pero los tornillos modernos de alta resistencia proporcionan una solución más satisfactoria.

12-4 VENTAJAS DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Entre las muchas ventajas de los tornillos de alta resistencia, que en parte explican su gran éxito, están las siguientes:

1. Las cuadrillas de hombres necesarias para atornillar, son menores que las que se necesitan para remachar. Dos parejas de atornilladores pueden fácilmente colocar el doble de tornillos en un día, que el número de remaches colocados por una cuadrilla normal de cuatro remachadores, resultando un montaje de acero estructural más rápido.
2. En comparación con los remaches, se requiere menor número de tornillos para proporcionar la misma resistencia.
3. Unas buenas juntas atornilladas pueden realizarlas hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas o remachadas de calidad semejante. La instalación apropiada de tornillos de alta resistencia puede aprenderse en cuestión de horas.

¹C. Batho y E.H. Bateman, *Investigations on Bolts and Bolted Joints* (Investigaciones sobre tornillos y juntas atornilladas), H.M. Stationery Office (Londres, 1934).

4. No se requieren pernos de montaje que deben removerse después (dependiendo de las especificaciones) como en las juntas soldadas.
5. Resulta menos ruidoso en comparación con el remachado
6. Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.
7. No existe riesgo de fuego ni peligro por el lanzamiento de los remaches calientes.
8. Las pruebas hechas en juntas remachadas y en juntas atornilladas, bajo condiciones idénticas, muestran definitivamente que las juntas atornilladas tienen una mayor resistencia a la fatiga. Su resistencia a la fatiga es igual o mayor que la obtenida con juntas soldadas equivalentes.
9. Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente, los cambios en las conexiones son muy sencillos por la facilidad para quitar los tornillos.

12-5 TORNILLOS APRETADOS SIN HOLGURA Y TORNILLOS COMPLETAMENTE TENSADOS

Según el LRFD, no todos los tornillos de alta resistencia tienen que tensarse completamente. Dicho proceso es caro así como su inspección.

Las especificaciones LRFD requieren que los tornillos que deban tensarse en forma completa, se identifiquen claramente en los planos. Estos son los tornillos usados en las conexiones tipo fricción y en las conexiones sujetas a tensión directa. Las conexiones tipo fricción se requieren cuando las cargas de trabajo ocasionan un gran número de cambios en los esfuerzos con la posibilidad de que se generen problemas de fatiga. En la sección J1.9 de las especificaciones LRFD se presenta una lista detallada de las conexiones que deben hacerse con tornillos completamente tensados; esta lista incluye: conexiones para soportes de maquinaria o para cargas vivas que produzcan impacto o inversión en el signo de los esfuerzos; empalmes de columnas en todas las estructuras de más de 200 pies de altura; conexiones de todas las vigas y traveses a columnas y otras vigas o traveses de las que dependa el arriostamiento de las columnas en estructuras de más de 125 pies de altura, etc.

Otros tornillos requieren apretarse sólo hasta quedar *apretados sin holgura* (snug-tight). Esto se logra cuando todos los paños de una conexión están en contacto firme entre sí. En general se obtiene con el esfuerzo total realizado por un operario con una llave manual o el apretado que se efectúa después de unos pocos golpes con una llave de impacto. Obviamente hay algunas diferencias en los grados de apretado en estas condiciones. Los tornillos apretados sin holgura deben identificarse claramente tanto en los planos de diseño como en los de montaje. La tabla 12-1, que es una reproducción de la tabla J3.1 en la sexta parte del manual LRFD, presenta las tensiones necesarias para los sujetadores en conexiones tipo fricción y en conexiones sujetas a tensión directa. Para estar completamente tensados, los tornillos A325 y los A490 deben apretarse por lo menos al 70% de sus resistencias a la tensión mínima especificada.

12-5 Tornillos apretados sin holgura y tornillos completamente tensados

TABLA 12-1 TENSION^a REQUERIDA EN LOS TORNILLOS PARA CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y PARA CONEXIONES SUJETAS A TENSION DIRECTA

Tamaño del tornillo (pig)	Tornillos A325	Tornillos A490
$\frac{1}{2}$	12	15
$\frac{3}{8}$	19	24
$\frac{1}{2}$	28	35
$\frac{3}{4}$	39	49
1	51	64
$1\frac{1}{8}$	56	80
$1\frac{1}{4}$	71	102
$1\frac{3}{4}$	85	121
$2\frac{1}{2}$	103	148

^aIgual a 0.70 veces la resistencia mínima a la tensión de los tornillos, redondeada al kip (kib) más cercano como se estipula en las especificaciones ASTM para tornillos A325 y A490 con cuerdas UNC

El control de calidad especificado para la fabricación de los tornillos A325 y A490 es más estricto que para la de los tornillos A449. En consecuencia, independientemente del método para apretar, los tornillos A449 no pueden usarse en conexiones tipo fricción.

Aunque muchos ingenieros sentían que debería existir cierto deslizamiento en comparación con los remaches (ya que los remaches calientes llenan en forma más completa los agujeros), los resultados de pruebas han demostrado que hay menos deslizamiento en juntas con tornillos de alta resistencia completamente tensados, que en las juntas remachadas bajo circunstancias similares.

Es interesante observar que las tuercas usadas con los tornillos de alta resistencia, completamente tensados, no necesitan precaución especial para asegurarlas. Una vez que estos tornillos se instalan y que la tuerca se ha apretado lo suficiente para producir la tensión requerida, casi no existe la tendencia de las tuercas a aflojarse. Sin embargo, existen unos pocos casos en los que se aflojan bajo fuertes cargas vibratorias. ¿Qué hacer en tales casos? Algunos montadores reemplazan esos tornillos por otros más largos junto con dos tuercas totalmente apretadas. Otros montadores sueldan las tuercas a los tornillos. Aparentemente los resultados han sido satisfactorios.

12-6 METODOS PARA TENSAR COMPLETAMENTE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Ya hemos comentado acerca de cuánto apretar los tornillos que son apretados sin holgura. Para los tornillos completamente tensados existen varios métodos para apretarlos. Estos métodos, incluido el método del giro de la tuerca, el de la llave calibrada y el uso de tornillos de diseño alternativo, así como los indicadores directos de tensión, los permite sin preferencia las especificaciones LRFD.

Método del giro de la tuerca Los tornillos se aprietan sin holgura y luego se les da un giro de $\frac{1}{2}$ o de una vuelta completa, dependiendo de la longitud de éstos y de la inclinación de las superficies entre sus cabezas y tuercas. (La magnitud del giro puede controlarse fácilmente marcando la posición apretada sin holgura con pintura o crayón.)

Método de la llave calibrada En este método los tornillos se aprietan con una llave de impacto ajustada para detenerse cuando se alcanza el par necesario para lograr la tensión deseada de acuerdo con el diámetro y la clasificación de la ASTM del tornillo. Es necesario que las llaves se calibren diariamente y que se usen roldanas endurecidas. Deben protegerse los tornillos del polvo y de la humedad en la obra.

Indicador directo de tensión El indicador directo de tensión consiste en una roldana endurecida con protuberancias en una de sus caras en forma de pequeños ar-



Apriete de la tuerca de un tornillo de alta resistencia con una llave neumática de impacto (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation)

12-7 Conexiones tipo fricción y lipo aplastamiento

cos. Los arcos se aplanan conforme se aprieta el tornillo. La magnitud de la abertura en cualquier momento es una medida de la tensión en el tornillo. En los tornillos completamente tensados las aberturas deben medir 0.015 plg o menos.

Tornillos de diseño alternativo Además de los métodos anteriores existen algunos tornillos de diseño alternativo que pueden tensarse satisfactoriamente. Los tornillos con extremos ranurados que se extienden más allá de la porción roscada son un ejemplo. Se usan boquillas especiales en las llaves para apretar las tuercas hasta que se degollan los extremos ranurados.

Para ninguno de los métodos de apretar mencionados antes se especifica una tensión máxima para el tornillo. Esto implica que el tornillo puede apretarse a la carga más alta que no lo rompa y que aún así trabaje con eficiencia. Si el tornillo se rompe, se coloca otro sin mayores consecuencias. Debe notarse que las tuercas son más fuertes que el tornillo y que éste se romperá antes de que la tuerca se fracture.

En situaciones de fatiga, donde los miembros están sujetos a fluctuaciones constantes de las cargas, es muy conveniente la conexión tipo fricción. Si la fuerza que debe soportarse es menor que la resistencia a la fricción, por lo que ninguna fuerza queda aplicada a los tornillos, ¿cómo sería posible entonces tener una falla por fatiga? La conexión tipo fricción es un estado límite de servicio, ya que se basa en cargas de trabajo; en una conexión así no se permite que las cargas de trabajo excedan a la resistencia permisible por fricción.

Otros casos en que es muy conveniente utilizar las conexiones tipo fricción son: juntas en las que los tornillos se usan con agujeros holgados, juntas en las que los tornillos se usan con agujeros acanalados con las cargas aplicadas paralelamente a la dirección del acanalamiento, juntas sujetas a considerables inversiones de la fuerza y juntas en las que los tornillos, junto con soldaduras, resisten el cortante sobre la *superficie de contacto* común de las partes conectadas.

12-7 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y TIPO APLASTAMIENTO

Cuando los tornillos de alta resistencia se tensan por completo, las partes conectadas quedan abrazadas fuertemente entre sí; se tiene entonces una considerable resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto. Esta resistencia es igual a la fuerza al apretar multiplicada por el coeficiente de fricción.

Si la fuerza cortante es menor que la resistencia permisible por fricción, la conexión se denomina tipo fricción. Si la carga excede a la resistencia por fricción, habrá un deslizamiento entre los miembros con un posible degollamiento de los tornillos y al mismo tiempo las partes conectadas empujarán sobre los tornillos como se muestra en la fig. 12-1.

Las superficies de las juntas, incluidas las adyacentes a las roldanas, deben estar libres de escamas, polvo, rebabas y otros defectos que puedan impedir un contacto

pleno entre las partes. Es necesario que las superficies de las partes conectadas tengan pendientes no mayores de 1 en 20 con respecto a las cabezas y tuercas de los tornillos a menos que se usen roldanas biseladas. En juntas tipo fricción las superficies de contacto también deben estar libres de aceite, pintura y lacas.

Si las superficies de contacto están galvanizadas, el factor de deslizamiento se reducirá a casi la mitad del valor correspondiente a las superficies limpias de costras de laminación.

El factor de deslizamiento puede mejorarse bastante si las superficies se sujetan a un cepillado manual o a un sopleteado con arena. Sin embargo, estos tratamientos no incrementan la resistencia al deslizamiento frente a cargas permanentes donde aparentemente se manifiesta un comportamiento de escurrimiento plástico.²

Las especificaciones AASHTO de 1983 permiten la galvanización si las superficies así tratadas se rayan con cepillos de alambre o se someten a un sopleteado con arena después de la galvanización y antes del montaje.

Las especificaciones ASTM permiten la galvanización de los tornillos A325, pero no la de los A490. Existe el peligro de que este acero de alta resistencia se vuelva frágil por la posibilidad de que le penetre hidrógeno durante el proceso de galvanización.

Si se logran condiciones especiales en la superficie de contacto (superficies sopleteadas o superficies sopleteadas y después recubiertas con capas especiales resistentes al deslizamiento) para aumentar la resistencia al deslizamiento, el proyectista puede incrementar los valores usados aquí hasta alcanzar los dados por el *Research Council on Structural Joints* (Consejo de investigación de juntas estructurales) en la sexta parte del manual LRFD.

12-8 JUNTAS MIXTAS

En ocasiones los tornillos pueden usarse en combinación con soldaduras y otras veces en combinación con remaches (como cuando se añaden a viejas conexiones remachadas para permitirles recibir mayores cargas). Las especificaciones LRFD contienen algunas reglas específicas para tales situaciones.

Tornillos en combinación con soldaduras Para construcciones nuevas no se usan tornillos ordinarios A307 ni los de alta resistencia, en conexiones tipo aplastamiento, para compartir la carga con soldaduras. (Antes de que la resistencia última de la conexión se alcance, los pernos se deslizarán y la soldadura tendrá que tomar una proporción mayor de la carga; la proporción exacta es difícil de determinar.) En tales circunstancias la soldadura tendrá que diseñarse para resistir la carga total.

Si los tornillos de alta resistencia se diseñan para juntas tipo fricción, se puede

² J.W. Fisher y J.H.A. Struik, *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints* (Guía para los criterios de diseño de juntas atornilladas y remachadas), (Nueva York, John Wiley & Sons, 1974), págs. 205-206

12-9 Tamaños de agujeros para tornillos y remaches

permitir que compartan la carga con la soldadura. Si se tuvieran que efectuar alteraciones soldadas a una estructura diseñada con juntas tipo fricción, las soldaduras tendrán que diseñarse sólo para la resistencia adicional requerida.

Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches Se permite que los tornillos de alta resistencia compartan la carga con remaches en construcciones nuevas o en modificaciones de conexiones ya existentes que se hayan diseñado como tipo fricción. (La ductilidad de los remaches permite que ambos tipos de sujetadores trabajen en conjunto.)

12-9 TAMAÑOS DE AGUJEROS PARA TORNILLOS Y REMACHES

Además de los agujeros de tamaño estándar para tornillos y remaches que son $\frac{1}{16}$ plg de mayor diámetro que los correspondientes tornillos y remaches, hay tres tipos de agujeros agrandados: holgados, de ranura corta y de ranura larga. Los agujeros holgados en ocasiones son muy útiles para acelerar el proceso de montaje; además, permiten ajustes en la plomería de la estructura durante el montaje de ésta. La tabla 12-2, que corresponde a la J3.5 del manual LRFD, proporciona las dimensiones nominales de los diversos tipos de agujeros agrandados permitidos para los diferentes tamaños de conectores.

Los casos en que pueden usarse los diversos tipos de agujeros agrandados se describen a continuación.

Los agujeros holgados pueden usarse en todas las placas de una conexión, siempre que la carga aplicada no exceda a la resistencia permisible al deslizamiento. No deben utilizarse en juntas tipo aplastamiento. Es necesario usar roldanas endurecidas sobre estos agujeros holgados en las placas exteriores.

Los agujeros de ranura corta pueden usarse independientemente de la dirección de la carga aplicada si la resistencia permisible por deslizamiento es mayor que la

TABLA 12-2 DIMENSIONES NOMINALES DE AGUJEROS

Diámetro del tornillo	Dimensiones de los agujeros			
	Estándar (diámetro)	Agrandados (diámetro)	De ranura corta (ancho x longitud)	De ranura larga (ancho x longitud)
$\frac{1}{8}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} \times \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} \times 1\frac{1}{4}$
$\frac{3}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} \times \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} \times 1\frac{9}{16}$
$\frac{1}{2}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} \times 1$	$\frac{13}{16} \times 1\frac{7}{8}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{15}{16} \times 1\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} \times 2\frac{3}{16}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{16}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16} \times 1\frac{3}{16}$	$1\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{8}$	$d + \frac{1}{16}$	$d + \frac{5}{16}$	$(d + \frac{1}{16}) \times (d + \frac{3}{8})$	$(d + \frac{1}{16}) \times (2.5 \times d)$

fuerza aplicada. Si la carga se aplica en una dirección aproximadamente normal (entre 80° y 100°) a la ranura, estos agujeros pueden usarse en algunas o todas las capas de las conexiones por aplastamiento. Es necesario usar roldanas (endurecidas si se usan tornillos de alta resistencia) sobre los agujeros de ranura corta en las capas exteriores

Los agujeros de ranura larga pueden usarse en cualquiera, pero sólo en una de las partes conectadas y en cualquier superficie de contacto en conexiones tipo fricción o tipo aplastamiento. En las juntas tipo fricción estos agujeros pueden usarse en cualquier dirección, pero en las juntas de tipo aplastamiento las cargas deben ser normales (entre 80° y 100°) a los ejes de los agujeros. Si se usan agujeros de ranura larga en una capa exterior es necesario cubrirlos con roldanas o con una barra continua. En conexiones con tornillos de alta resistencia las roldanas o la barra no tienen que ser endurecidas, pero deben ser de material estructural y no deben ser menores de $\frac{5}{16}$ plg en su espesor.

12-10 TRANSMISION DE CARGA Y TIPOS DE JUNTAS

Los siguientes párrafos presentan algunos de los tipos elementales de juntas atornilladas o remachadas sujetas a fuerza axial (o sea que las cargas pasan por el centro de gravedad del grupo de conectores). Para cada uno de esos tipos de juntas se analizan los métodos de transmisión de la carga. Las conexiones cargadas excéntricamente se exponen en el capítulo 13.

Para esta exposición inicial se hará referencia a la parte (a) de la fig 12-1. Se supone que las placas mostradas están conectadas con un grupo de tornillos apretados sin holgura. En otras palabras, los tornillos no están lo suficientemente apretados como para oprimir fuertemente las placas. Si se supone que hay poca fricción entre las placas, éstas se deslizarán un poco debido a las cargas aplicadas que se muestran. En consecuencia, las cargas en las placas tenderán a degollar a los conectores en el plano entre las placas y a apoyarse contra los lados de los pernos como se muestra en la figura. Estos conectores se encuentran entonces en condiciones de *corte simple y aplastamiento*. Estos deben tener suficiente resistencia para soportar esas fuerzas satisfactoriamente y los miembros que forman la junta deben ser lo bastante fuertes para prevenir su desgarramiento por los conectores.

Si se usan remaches en vez de tornillos apretados sin holgura, la situación es algo diferente porque los remaches colocados en caliente se enfrían, se contraen y oprimen las partes conectadas con fuerzas considerables que aumentan la fricción entre ellas. En consecuencia, una gran porción de las cargas transmitidas entre los miembros se transfiere por fricción. Sin embargo, las fuerzas de apriete producidas en las juntas remachadas no se consideran en general seguras, por lo que las especificaciones consideran las conexiones apretadas sin holgura, como sin resistencia a la fricción. La misma suposición se hace para los tornillos ordinarios A307 que no se aprietan con la presión necesaria para generar grandes tensiones de confianza.

12-10 Transmisión de carga y tipos de juntas

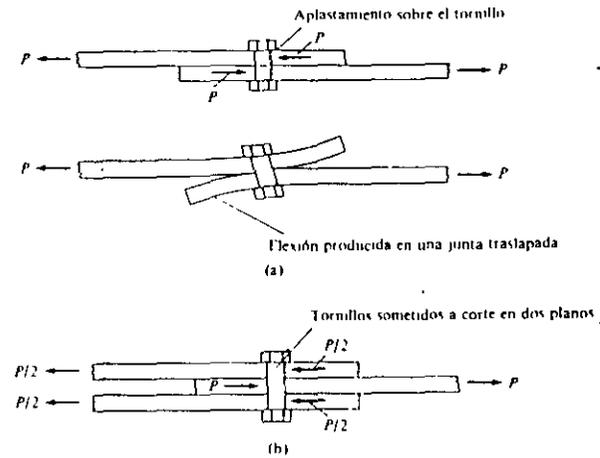


Figura 12-1 (a) Junta traslapada (b) Junta a tope.

Los tornillos de alta resistencia completamente tensados forman una clase aparte. Si se usan los métodos para apretar descritos previamente se obtiene una tensión confiable en los tornillos que dan como resultado grandes fuerzas al apretar y una gran resistencia confiable por fricción al deslizamiento. A menos que las cargas por transmitirse sean mayores que la resistencia por fricción, las fuerzas totales se resisten por fricción y los tornillos no quedan sometidos ni a corte ni a aplastamiento. Si la carga excede a la resistencia por fricción habrá un deslizamiento, quedando los tornillos sometidos a corte y a aplastamiento.

Junta traslapada

La junta mostrada en la parte (a) de la fig. 12-1 se denomina junta traslapada. Este tipo de junta tiene el inconveniente de que el eje de gravedad de la fuerza en un miembro no es colineal con el eje de gravedad de la fuerza en el otro miembro. Se presenta un par que causa una flexión que no es de desearse en la conexión como se muestra en la figura. Por esta razón, la junta traslapada, que se usa sólo para conexiones menores, debe diseñarse con dos conectores por lo menos en cada línea paralela a la longitud del miembro para minimizar la posibilidad de una falla por flexión.

La junta a tope

Una junta a tope se forma cuando se conectan tres miembros como se muestra en la fig. 12-1 (b). Si la resistencia al deslizamiento entre los miembros es insignificante,

los miembros se deslizarán un poco y tenderán a degollar simultáneamente a los tornillos en los dos planos de contacto entre los miembros. Los miembros se apoyan sobre los tornillos y se dice que éstos se encuentran sometidos a cortante doble y aplastamiento. La junta a tope tiene dos ventajas principales sobre la junta traslapada; éstas son:

1. Los miembros se arreglan en forma tal que la fuerza cortante P se reparte en dos partes, por lo que la fuerza en cada plano es sólo la mitad de la que se tendría en un solo plano si se usara la junta traslapada. Desde el punto de vista del cortante la capacidad de carga de un grupo de tornillos en cortante doble es teóricamente doble que la del mismo número de tornillos en cortante simple.
2. Se tiene una condición de carga más simétrica. (La junta a tope proporciona una condición de simetría si los miembros externos son del mismo espesor y resisten las mismas fuerzas. El resultado es una reducción o eliminación de la flexión descrita para la junta traslapada.)

Conexiones de plano doble

En este tipo de conexiones los tornillos están sujetos a cortante simple y aplastamiento, pero el momento flexionante no se presenta; en la fig. 12-2(a) se muestra un colgante con este tipo de conexión en la que los tornillos están sujetos a cortante simple en dos planos diferentes.

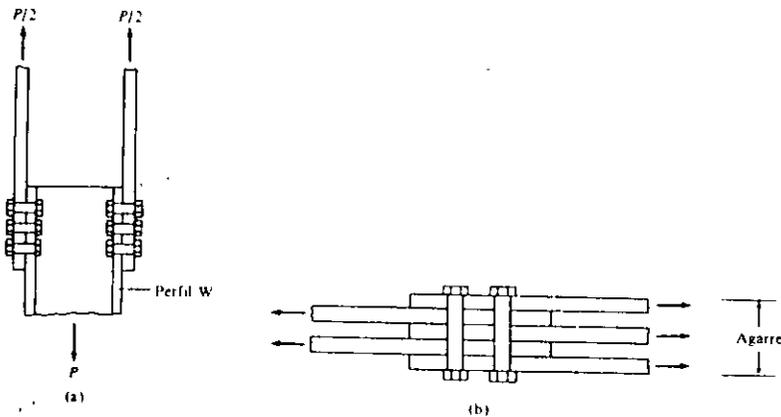


Figura 12-2 (a) Conexión de un colgante. (b) Pernos en cortante múltiple.

12-11 Fallas en juntas atornilladas

Varios

En general las conexiones atornilladas constan de juntas a tope o traslapadas o alguna combinación de éstas, pero existen también otros casos. Por ejemplo, se tienen ocasionalmente juntas en las que se conectan más de tres miembros y los tornillos quedan sometidos a cortante múltiple como se ve en la fig. 12-2(b). Aunque los tornillos en esta conexión están sometidos a cortante en más de dos planos, la práctica usual es considerar no más de un cortante doble para el cálculo de la resistencia. No parece físicamente posible que ocurra una falla por cortante en tres o más planos simultáneamente. En este capítulo y el siguiente se exponen otros tipos de conexiones atornilladas; entre éstas se incluyen las conexiones con tornillos a tensión, o a tensión y cortante, etc.

12-11 FALLAS EN JUNTAS ATORNILLADAS

La fig. 12-3 muestra varias maneras como pueden ocurrir las fallas en juntas atornilladas. Para diseñar adecuadamente las juntas atornilladas es necesario entender claramente estas posibilidades. Estas se describen a continuación:

1. La posibilidad de falla en una junta traslapada por corte del tornillo en el plano entre los miembros (cortante simple) se muestra en (a).
2. En (b) se muestra la posibilidad de una falla a tensión de una de las placas a través del agujero de un tornillo.

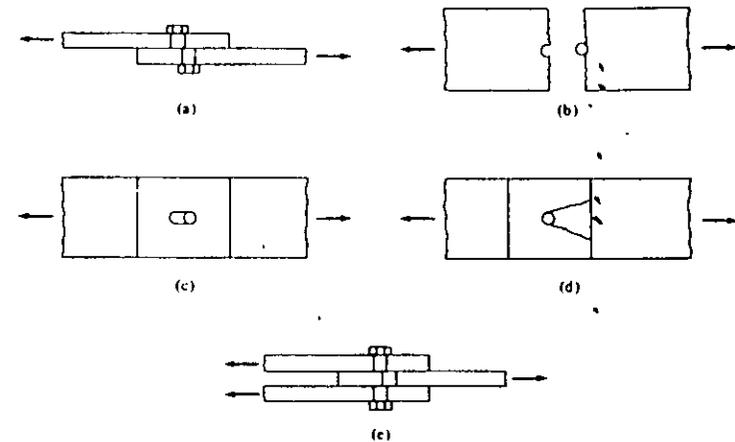


Figura 12-3 (a) Falla de un tornillo por cortante simple. (b) Falla de la placa por tensión. (c) Falla de la placa por aplastamiento. (d) Falla de la placa por cortante detrás del perno. (e) Falla de una junta a tope por cortante doble.

3. En (c) se muestra la posible falla del tornillo o de la placa por aplastamiento entre ambos.
4. En (d) se muestra otro posible desgarramiento del miembro.
5. En (e) se muestra la falla por cortante doble en dos planos del tornillo.

12-12 SEPARACION Y DISTANCIAS A BORDES DE TORNILLOS

Antes de estudiar lo relativo a la separación entre tornillos y la distancia a los bordes de éstos es necesario aclarar primero algunos términos. Las siguientes definiciones se presentan para un grupo de tornillos en una conexión y se ilustran en la fig. 12-4.

El *paso* es la distancia centro a centro entre tornillos en una dirección paralela al eje del miembro.

El *gramil* es la distancia centro a centro entre hileras de tornillos perpendicular al eje del miembro.

La *distancia al borde* es la distancia del centro de un tornillo al borde adyacente de un miembro.

La *distancia entre tornillos* es la distancia más corta entre tornillos sobre la misma o diferentes hileras de gramiles.

Separación mínima

Los tornillos deben colocarse a una distancia suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre los tornillos. La especificación LRFD-J3.9 estipula una distancia mínima centro a centro para agujeros holgados o de ranura, igual a no menos de $2\frac{1}{2}$ diámetros (de preferencia $3d$). Si medimos a lo largo de una línea de transmisión de fuerza, esta distancia debe incrementarse. En este caso la distancia no debe ser menor que $3d$ si la resistencia por aplastamiento R_n se determina con cualquiera de las siguientes expresiones: 2.4

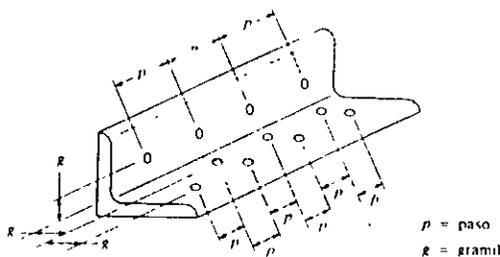
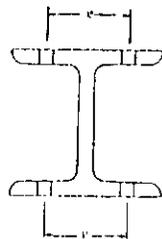


Figura 12-4



12-12 Separación y distancias a bordes de tornillos

TABLA 12-3 VALORES DEL INCREMENTO C_1 DE ESPACIAMIENTO PARA DETERMINAR LAS SEPARACIONES MÍNIMAS DE AGUJEROS AGRANDADOS

Diámetro nominal del tornillo	Agujeros agrandados	Agujeros de ranura		
		Perpendicular a la línea de fuerza	Paralelo a la línea de fuerza	
			De ranura corta	De ranura larga*
$\frac{7}{8}$	$\frac{1}{8}$	0	$\frac{3}{16}$	$1\frac{1}{2}d - \frac{1}{16}$
1	$\frac{3}{16}$	0	$\frac{1}{4}$	$1\frac{7}{16}$
$\geq 1\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4}$	0	$\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{2}d - \frac{1}{16}$

* Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida en la tabla 12.2, C_1 puede reducirse por la diferencia entre la longitud máxima y la real de la ranura.

$dt F_u$ y $2.0 dt F_u$ (estos valores se estudiarán en la próxima sección de este capítulo). De otra manera, la distancia mínima centro a centro entre agujeros estándar debe determinarse con la expresión que sigue, en la que P es la fuerza transmitida por un sujetador a la parte crítica, ϕ es igual a 0.75, t es el espesor de la parte crítica conectada y d_h es el diámetro del agujero de tamaño estándar.

$$\text{Distancia mínima centro a centro} = \frac{P}{\phi F_u t} + \frac{d_h}{2}$$

Si los agujeros son holgados o ranurados la distancia mínima centro a centro se determina con la expresión anterior más el incremento aplicable C_1 dado en la tabla 12-3 (corresponde a la tabla J3.6 del manual LRFD). La distancia libre entre esos agujeros agrandados nunca debe ser menor que el diámetro del tornillo asociado con ellos.

Distancias mínimas al borde

Los tornillos nunca deben colocarse muy cerca de los bordes de un miembro por dos razones principales. El punzonado de los agujeros muy cercanos a los bordes puede ocasionar que el acero opuesto al agujero se abombe o se agriete. La segunda razón se aplica a los extremos de los miembros donde existe el peligro de que el sujetador desgarre al metal. La práctica común consiste en colocar el sujetador a una distancia mínima del borde de la placa igual a 1.5 o 2.0 veces al diámetro del sujetador, de manera que el metal en esa zona tenga una resistencia al cortante igual por lo menos a la de los sujetadores. Para tener una información más precisa al respecto, es necesario consultar las especificaciones vigentes. La especificación LRFD-J4.10 estipula que la distancia entre el centro de un agujero estándar y el borde de la parte conectada no debe ser menor que los valores aplicables, dados en la tabla 12-4 (tabla J3.7 del manual LRFD) ni que el valor obtenido con la fórmula (cuando sea aplicable) dada en el siguiente párrafo.

TABLA 12-1 DISTANCIAS MÍNIMAS A BORDES PARA AGUJEROS ESTÁNDAR
(Centro del agujero estándar* al borde de la parte conectada)

Diámetro nominal del tornillo o remache (plg)	En bordes recortados mecánicamente	En bordes laminados de placas, perfiles o barras o bordes cortados con gas ^b
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2	1 1/8
1	1 3/4	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 3/4
Mayores de 1 1/4	1 1/2 x diámetro	1 1/4 x diámetro

*Para los agujeros agrandados o de ranura, véase la tabla 12-5.

^bTodas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse 1/8 plg cuando el agujero está en un punto en donde el esfuerzo no excede el 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.

^cEstos valores pueden ser 1/4 plg en los extremos de ángulos de conexión para vigas.

En la dirección de la fuerza transmitida, la especificación LRFD establece que la distancia mínima al borde no debe ser menor que $1\frac{1}{2}d$ cuando la resistencia por aplastamiento R_n se determine con alguna de las dos expresiones siguientes (1) $2.4 dt F_u$, (2) $2.0 dt F_u$. De otra manera, la distancia mínima al borde se debe determinar con la fórmula siguiente:

Distancia mínima al borde en la dirección de la fuerza transmitida

$$= \frac{P}{\phi F_u t} \quad \text{con } \phi = 0.75$$

Si los agujeros son holgados o ranurados, la distancia mínima al borde no debe ser menor que el valor requerido para un agujero estándar más un incremento C_2 obtenido de la tabla 12-5 (tabla J3.8 del manual LRFD). Otro valor de distancia mínima al borde lo proporcionan las especificaciones LRFD para conexiones de extremo atornilladas a almas de vigas y diseñadas para tomar sólo reacciones cortantes de la viga.

Distancias máximas al borde

Muchas especificaciones proporcionan distancias máximas a las que los tornillos pueden colocarse del borde de una conexión. Según la especificación LRFD-J3.11 esta distancia máxima es de 12 veces el espesor de la placa, pero sin exceder de 6 plg. Si

TABLA 12-5 VALORES DEL INCREMENTO C_2 PARA DISTANCIAS AL BORDE DE AGUJEROS AGRANDADOS
Distancias máximas al borde

Diámetro nominal del conector (plg)	Agujeros agrandados	Agujeros de ranura		Paralela al borde
		Perpendicular al borde		
		De ranura corta	De ranura larga*	
$\leq \frac{7}{8}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{8}$		0
1	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}d$	
$\leq 1\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{16}$		

*Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida (véase la tabla 12-2), C_2 puede reducirse por un medio de la diferencia entre la longitud máxima y la real de la ranura.

los tornillos se colocan muy lejos de los bordes, pueden aparecer aberturas entre los miembros conectados. En la sección E4 de las especificaciones se dan límites para el paso y distancias al borde de juntas atornilladas en miembros de acero sin pintar, expuestos a la intemperie. Pueden considerarse también separaciones máximas en miembros a compresión para que no ocurra el pandeo local entre los tornillos.

Los agujeros no pueden punzonarse muy cerca de la unión del alma con el patín en una viga o de la unión de los lados en un ángulo. Estos pueden taladrarse, pero esta operación por su alto costo, debe evitarse a menos que se trate de una situación extraordinaria. Aun cuando puedan taladrarse los agujeros en esos lugares, puede resultar muy difícil e incómodo colocar y apretar los tornillos debido al poco espacio disponible.

12-13 CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO, CARGAS QUE PASAN POR EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CONEXIÓN

Resistencia al cortante En las conexiones tipo aplastamiento se supone que las cargas por transmitirse son mayores que la resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos; como consecuencia se presenta un pequeño deslizamiento entre los miembros conectados, quedando los tornillos sometidos a corte y aplastamiento. La resistencia de diseño de un tornillo en cortante simple es igual a ϕ veces la resistencia nominal a cortante (klb/plg^2) del tornillo multiplicada por el área de su sección transversal. Los valores de ϕ dados por las especificaciones LRFD son de 0.65 para tornillos de alta resistencia y remaches, y de 0.60 para tornillos ordinarios A307.

Las resistencias nominales a cortante de tornillos y remaches se proporcionan en la tabla J3.2 de las especificaciones LRFD. Para los tornillos A325 los valores son 54 klb/plg^2 si las cuerdas no están excluidas de los planos de cortante y 72 klb/plg^2 si las cuerdas están excluidas. (Para los tornillos A490 los valores son 67.5

y 90 klb/plg².) La resistencia a cortante de un tornillo en cortante doble se considera que es igual a dos veces su resistencia a cortante simple.

El estudiante podría preguntarse qué se hace en la práctica del diseño en lo que respecta a la exclusión o no exclusión de las cuerdas de los planos de cortante. Si se usan tornillos y tamaños de miembros normales, las cuerdas casi siempre quedarán excluidas de los planos de cortante. Es cierto que algunos proyectistas extremadamente conservadores siempre suponen que las cuerdas no están excluidas en el plano de cortante.

Resistencia al aplastamiento La resistencia de diseño de un tornillo por aplastamiento es igual a ϕ veces la resistencia nominal por aplastamiento de la parte conectada (en klb/plg²) multiplicada por el diámetro del tornillo y por el espesor del miembro que se apoya en el tornillo. (Para tornillos y remaches abocardados, debe deducirse un medio de la profundidad del abocardado, de acuerdo con la especificación LRFD J3.2.) Cuando la distancia llamada l , en la dirección de la fuerza desde el centro de un agujero holgado o regular (o desde el centro del extremo de un agujero ranurado), hasta el borde de una parte conectada no es menor que $1\frac{1}{2}$ veces el diámetro d del tornillo y la distancia centro a centro de los agujeros no es menor que $3d$ y se usan dos o más tornillos en la dirección de la línea de fuerza, la resistencia por aplastamiento es

$$\phi R_n = \phi 2.4dF_u \text{ para agujeros estándar de ranura corta, } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi 2.0dF_u \text{ para agujeros de ranura larga perpendicular a la carga, } \phi = 0.75$$

Si las deformaciones alrededor de un agujero no son de consecuencia para el diseño, las dos expresiones anteriores pueden reemplazarse por

$$\phi R_n = \phi 3.0dF_u \text{ con } \phi = 0.75$$

Aunque la resistencia de diseño por aplastamiento de un tornillo con una distancia al extremo pequeña se reduzca, las resistencias de los otros tornillos de la conexión no se reducen. El valor de ϕR_n para un solo tornillo o para dos o más en la línea, cada uno con una distancia al extremo menor que $1\frac{1}{2}d$, se determina con la siguiente expresión:

$$\phi R_n = \phi LtF_u \text{ con } \phi = 0.75$$

Las pruebas hechas en juntas atornilladas han demostrado que ni los tornillos ni el metal en contacto con éstos fallan realmente por aplastamiento. Sin embargo, estas pruebas han demostrado que la eficiencia de las partes conectadas en tensión y compresión se ve afectada por la magnitud de los esfuerzos de aplastamiento. Por ello, las resistencias nominales por aplastamiento dadas por las especificaciones LRFD tienen valores arriba de los cuales, la resistencia de las partes conectadas re-

12-13 Conexiones tipo aplastamiento

sulta afectada. En otras palabras esos esfuerzos de diseño por aplastamiento aparentemente tan altos no son en realidad esfuerzos de aplastamiento, sino más bien índices de las eficiencias de las partes conectadas. Si se permiten esfuerzos de aplastamiento mayores que los valores dados, los agujeros se alargan aproximadamente más de $\frac{1}{4}$ plg y afectan la resistencia de las conexiones.

Resistencia mínima de las conexiones Las especificaciones LRFD (sección 11.5) establecen que, excepto para celosías, tensores y largueros de pared, las conexiones deben tener resistencias de diseño suficientes para soportar cargas factorizadas de por lo menos 10 klb.

El ejemplo 12-1 muestra los cálculos necesarios para determinar la resistencia de una conexión tipo aplastamiento. Al usar un procedimiento similar, se calcula en el ejemplo 12-2 el número de tornillos necesarios para una cierta condición de carga.

Los valores proporcionados para la resistencia de tornillos en este capítulo, ya sean de tipo fricción o tipo aplastamiento, pueden tenerse de las tablas *Shear Design load in kips* (Cargas de diseño por cortante en klb) y *Bearing Design load in kips* (Cargas de diseño por aplastamiento en klb) contenidas en la quinta parte del manual LRFD.

EJEMPLO 12-1

Determine la resistencia de diseño P_u de la conexión tipo aplastamiento mostrada en la fig. 12-5. Considere acero A36, tornillos A325 de $\frac{7}{8}$ plg, agujeros de tamaño estándar, cuerdas excluidas del plano de corte, distancias al borde $> 1\frac{1}{2}d$ y distancias centro a centro de agujeros $> 3d$.

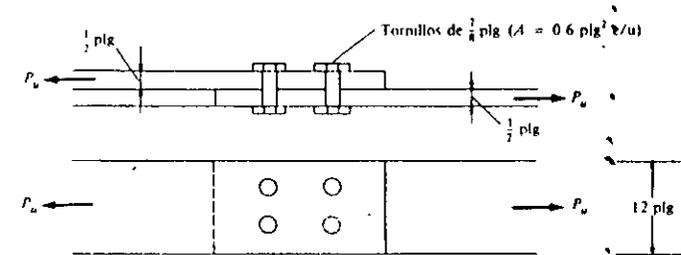


Figura 12-5

Solución. Resistencia a diseño de las placas:

$$A_g = (\frac{1}{2})(12) = 6.0 \text{ plg}^2$$

$$A_n = 6.00 - (2)(1.0)(\frac{1}{2}) = 5.0 \text{ plg}^2 = A_g$$

$$P_u = \phi F_u A_t = (0.9)(36)(6.0) = 194.4 \text{ klb}$$

$$P_u = \phi F_u A_t = (0.75)(58)(5.0) = 217.5 \text{ klb}$$

Resistencia de diseño de tornillos en cortante simple y aplastamiento sobre $\frac{1}{2}$ plg:

$$P_u = \phi(0.6)(72)(4) = (0.65)(0.6)(72)(4) = 112.3 \text{ klb} \leftarrow$$

$$P_u = \phi 2.4 d t F_u = (0.75)(2.4)\left(\frac{3}{8}\right)\left(\frac{1}{2}\right)(58)(4) = 182.7 \text{ klb}$$

$$\underline{P_u \text{ de diseño} = 112.3 \text{ klb}}$$

EJEMPLO 12-2

¿Cuántos tornillos A325 de $\frac{3}{4}$ plg en agujeros de tamaño estándar con cuerdas excluidas del plano de corte se requieren para la conexión tipo aplastamiento mostrada en la fig. 12-6? Considere acero A36, distancias al borde $> 1\frac{1}{2}d$ y distancia centro a centro de agujeros $> 3d$.

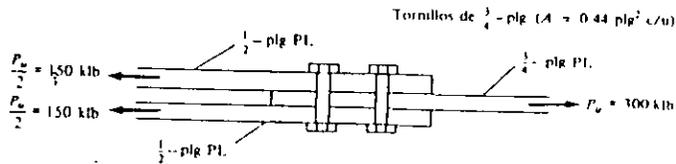


Figura 12-6

Solución Tornillos en doble cortante y aplastamiento sobre $\frac{1}{2}$ plg.

Resistencia de diseño

$$\text{a cortante por tornillo} = (0.65)(2 \times 0.44)(72) = 41.2 \text{ klb} \leftarrow$$

Resistencia de diseño

$$\text{por aplastamiento por tornillo} = (0.75)(2.4)\left(\frac{3}{4}\right)\left(\frac{1}{2}\right)(58) = 58.7 \text{ klb}$$

$$\text{Número de tornillos requeridos} = \frac{300}{41.2} = 7.3$$

Use 8 o 9 tornillos (dependiendo del arreglo)

Cuando se atornillan cubreplacas a los patines de secciones W los tornillos deben tomar el cortante longitudinal en el plano ubicado entre las placas y los patines. El esfuerzo cortante longitudinal en la viga de la fig. 12-7 resistido por una cubreplaca y el patín del perfil W, puede determinarse con la expresión $f_v = VQ/Ib$. La

fuerza cortante total a través del patín en 1 plg de longitud es igual a $(b)(1.0)(VQ/Ib) = VQ/I$.

La especificación LRFD-E4 estipula una separación máxima permisible para tornillos usados en las placas externas de miembros armados; igual al espesor de la placa externa más delgada multiplicado por $127/\sqrt{F_u}$ o bien 12 plg; rige el menor valor. El espaciamiento de las parejas de tornillos en la fig. 12-7 puede determinarse dividiendo la resistencia de diseño de dos tornillos por la fuerza cortante que debe tomarse por pulgadas en una sección específica. Los espaciamientos teóricos variarán de acuerdo con la variación de la fuerza cortante externa a lo largo del claro. El ejemplo 12-3 muestra los cálculos necesarios para determinar el espaciamiento de los tornillos en una viga con cubreplaca.

EJEMPLO 12-3

En una cierta sección de la viga con cubreplaca mostrada en la fig. 12-7, la fuerza cortante externa factorizada V_u es de 275 klb. Determine la separación requerida entre tornillos A325 de $\frac{7}{8}$ plg usados en una conexión tipo aplastamiento. Suponga que se cumplen los requisitos de distancia al borde y de centro a centro ($1\frac{1}{2}d$ y $3d$) y que las cuerdas en los tornillos están excluidas del plano de corte. Acero A36.

Solución:

$$I_x = 3630 + (2)(16 \times \frac{3}{4})(11.405)^2 = 6752 \text{ plg}^4$$

Cortante factorizado por pulgada = $\frac{V_u Q}{I}$

$$= \frac{(275)(16 \times \frac{3}{4} \times 11.405)}{6752} = 5.574 \text{ klb/plg}$$

Tornillos en cortante simple y aplastamiento sobre 0.75 plg

Resistencia de diseño

$$\text{por cortante para dos tornillos} = (2)(0.65)(0.6)(72) = 56.16 \text{ klb} \leftarrow$$

Resistencia de diseño

$$\text{por aplastamiento para dos tornillos} = (2)(0.75)(2.4)\left(\frac{7}{8}\right)\left(\frac{1}{2}\right)(58) = 137 \text{ klb}$$

$$p = \frac{56.16}{5.574} = 10.07 \text{ plg} \quad (\text{digamos } 10 \text{ plg centro a centro})$$

$$\text{máximo } p = \frac{3 \cdot 127}{4 \sqrt{36}} = 15.88 \text{ plg o } 12 \text{ plg}$$

Coloque los tornillos a 10 plg centro a centro

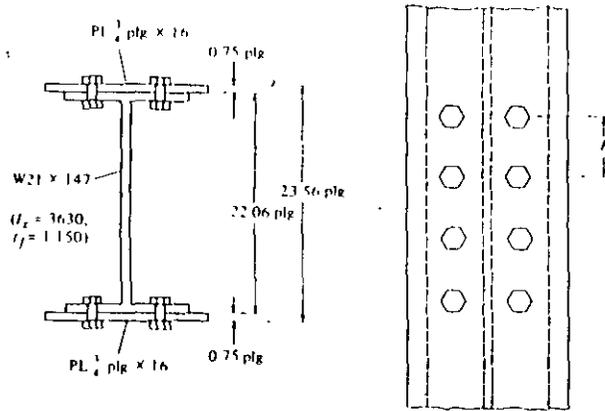


Figura 12-7

Se ha supuesto que las cargas aplicadas a una conexión tipo aplastamiento se dividen por igual entre los tornillos. Para que esta distribución sea correcta las placas deben ser perfectamente rígidas y los tornillos perfectamente elásticos, pero en realidad las placas conectadas son también elásticas y sufren deformaciones que afectan a los esfuerzos en los tornillos. El efecto de esas deformaciones es ocasionar una distribución muy compleja de carga en el intervalo elástico.

Si las placas se suponen completamente rígidas e indeformables, todos los tornillos se deformarán igualmente y tendrán los mismos esfuerzos. Esta situación se muestra en la parte (a) de la fig. 12-8. En realidad las cargas que resisten los tornillos de un grupo nunca son iguales (en el intervalo elástico) cuando hay más de dos tornillos en una línea. Si las placas son deformables, los esfuerzos así como sus deformaciones decrecerán de los extremos de la conexión hacia el centro, como se muestra en la parte (b) de la fig. 12-8. El resultado es que los elementos más esforzados de la placa superior se hallarán sobre los menos esforzados de la placa inferior y viceversa. El deslizamiento será máximo en los tornillos extremos y mínimo en los tornillos centrales. Los tornillos extremos tendrán entonces esfuerzos mucho mayores que los tornillos centrales.

Entre mayor sea el espaciamento de los tornillos en una conexión, mayor será la variación de sus esfuerzos debido a la deformación de la placa; por ello es muy conveniente el uso de juntas compactas, ya que así se reduce la variación de los esfuerzos en los tornillos. Sería interesante considerar un método teórico (aunque no práctico) para igualar los esfuerzos en los tornillos. Teóricamente se tendría que reducir escalonadamente el espesor de la placa hacia su extremo en proporción al esfuerzo decreciente. Este procedimiento, que se muestra en la fig. 12-8(c), tenderá a igualar las deformaciones de las placas y los esfuerzos en los tornillos. Un procedimiento similar consistirá en rebajar las placas traslapadas.

12-13 Conexiones tipo aplastamiento

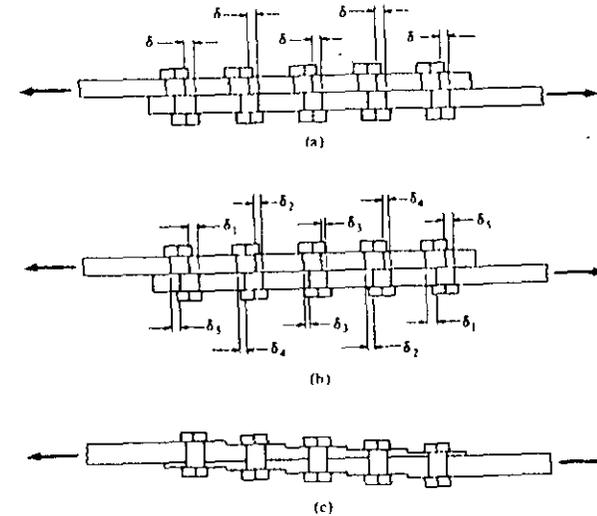


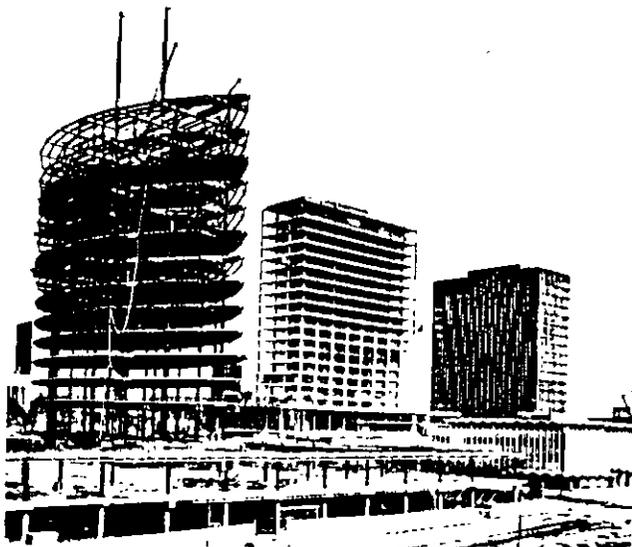
Figura 12-8 (a) Suponiendo placas no deformables. (b) Suponiendo placas deformables. (c) Junta escalonada (impráctica).

El cálculo de los esfuerzos elásticos exactos en un grupo de tornillos, tomando en cuenta la deformación de la placa es un problema tedioso. Por otra parte el análisis basado en la teoría plástica resulta muy simple. En esta teoría los tornillos extremos se suponen estar en su punto de esfuerzo de fluencia. Si la carga total en la conexión se incrementa, los tornillos extremos se deformarán sin resistir carga adicional, los tornillos siguientes en la línea incrementarán sus esfuerzos hasta que se alcance también en ellos el esfuerzo de fluencia, etc. El análisis plástico parece justificar hasta cierto punto la hipótesis de placas rígidas e iguales esfuerzos en los tornillos, que se hace en la práctica del diseño. Esta hipótesis se usa en los problemas de ejemplo de este capítulo.

Cuando se tienen sólo unos cuantos tornillos en una línea, la teoría plástica de esfuerzos iguales da muy buenos resultados, pero cuando existe un gran número de tornillos en una línea, la situación cambia. Las pruebas han demostrado claramente que los tornillos extremos fallan antes de que tenga lugar una redistribución total.¹

Es común que las especificaciones exijan un mínimo de dos o tres tornillos para las juntas sometidas a cargas. La razón para ello es que un simple conector puede fallar, ya sea por una instalación defectuosa o por debilidad del material, etc.; si se usan varios conectores, los efectos de uno defectuoso se podrán superar.

¹ Trans. ASCE 105 (1940), pág. 1193.



Tres estructuras en la Plaza de la Constitución en Hartford, Conn.; se usaron aproximadamente 195 000 tornillos (Cortesía de la Bethlehem Steel Corporation.)

12-14 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN. CARGAS QUE PASAN POR EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CONEXION

Los casos donde las conexiones tipo fricción son convenientes fueron descritos previamente en la sección 12-5. Estas conexiones son muy útiles en los casos en donde los miembros están sujetos a cargas constantemente fluctuantes. *Las conexiones tipo fricción deben revisarse por cargas de servicio y por cargas factorizadas. (1) La resistencia de diseño por deslizamiento debe ser igual o mayor que la fuerza calculada de deslizamiento. (2) La resistencia de diseño, considerada la conexión como tipo aplastamiento, debe ser igual o mayor que la fuerza factorizada.*

Si los tornillos se aprietan a las tensiones requeridas por las conexiones tipo fricción (véase la tabla 12-1), es poco probable que éstos se apoyen sobre las placas que están conectando. Las pruebas muestran que es poco probable que ocurra un deslizamiento, excepto que exista un cortante calculado por lo menos del 50% de la tensión total del tornillo. Esto significa que los tornillos tipo fricción no están sometidos a cortante; sin embargo, las especificaciones LRFD proporcionan resistencias permisibles por cortante (en realidad son valores permisibles para la fricción en las superficies de contacto) de modo que el proyectista pueda tratar las conexiones tipo

12-14 Conexiones tipo fricción

TABLA 12-6 RESISTENCIA NOMINAL POR CORTANTE EN KLB/PLG² DE TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA* EN CONEXIONES TIPO FRICCIÓN

Tipo de tornillo	Resistencia nominal por cortante		
	Agujeros de tamaño estándar	Agujeros agrandados y de ranura corta	Agujeros de ranura larga ^b
A325	17	15	12
A490	21	18	15

*Clase A (coeficiente de deslizamiento = 0.33) Superficies limpias de escamas con recubrimientos clase A. Para las resistencias de diseño con otros recubrimientos véase la publicación de la RCSC *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*.

^bLos valores tabulados son para el caso de cargas aplicadas transversalmente a la ranura. Cuando la carga es paralela a la ranura multiplíquense los valores tabulados por 0.85.

fricción de la misma manera como lo hace en las conexiones tipo aplastamiento. Estas especificaciones suponen que los tornillos trabajan a cortante sin aplastamiento y las resistencias nominales por cortante de los tornillos de alta resistencia están dados en la tabla 12-6 (tabla J3.4 del manual). $\phi = 1.0$ excepto para agujeros de ranura larga con la carga paralela a la ranura en cuyo caso es igual a 0.85.

En la exposición anterior relativa a las juntas tipo fricción no se mencionó el caso posible de que durante el montaje las juntas se conecten con tornillos y que al levantar éstos, su propio peso empuje a los tornillos contra los lados de los agujeros antes de apretar éstos en definitiva y someterlos entonces a corte y aplastamiento.

El ejemplo 12-4 presenta el diseño de una conexión tipo fricción para una junta traslapada. Primero se determina el número de tornillos requeridos para el estado límite de deslizamiento nulo por carga de servicio. Luego se calcula el número de tornillos requeridos para el estado límite por carga factorizada, suponiendo que se vence la resistencia al deslizamiento y que los tornillos quedan sujetos a corte y aplastamiento.

EJEMPLO 12-4

Si desea diseñar una conexión tipo fricción para las placas mostradas en la fig. 12-9 para resistir las cargas axiales de servicio $P_D = 30$ klb y $P_L = 50$ klb usando tornillos A325 de 1 plg de alta resistencia con cuerdas excluidas del plano de corte y con agujeros de tamaño estándar; $L > 1\frac{1}{2}d$ y distancia centro a centro de tornillos $> 3d$.

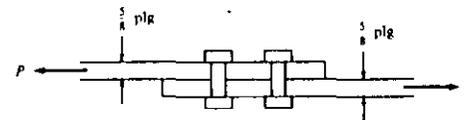
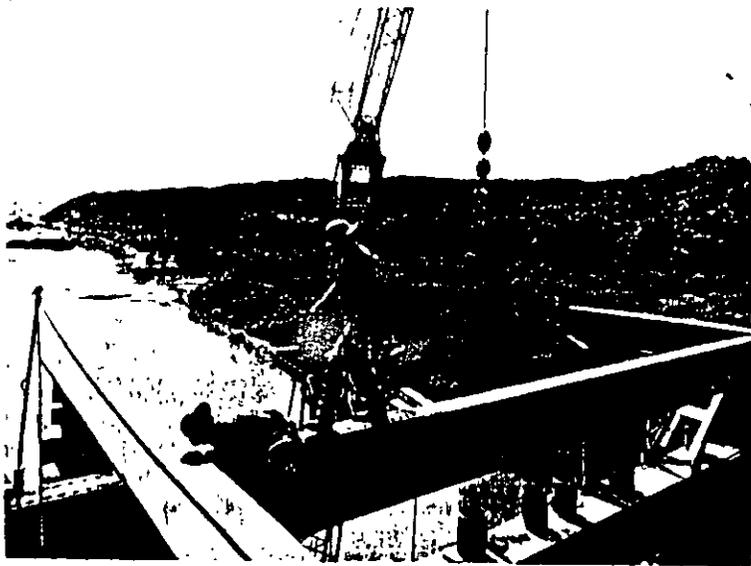


Figura 12-9



Puente sobre el río Allegheny en Kittanning, Pa. (Cortesía de la American Bridge Company.)

Solución:

Diseño de la conexión tipo fricción (cargas de servicio)

Tornillos en cortante simple sin aplastamiento

Resistencia de un tornillo

$$\text{en cortante doble} = (\phi)(0.785)(17) = (1.0)(0.785)(17) = 13.35 \text{ klb}$$

$$\text{Número de tornillos necesarios} = \frac{80}{13.35} = 5.99 \quad \underline{\text{digamos 6}}$$

Diseño como conexión tipo aplastamiento (cargas factorizadas)

$$P_u = (1.2)(30) + (1.6)(50) = 116 \text{ klb}$$

Tornillos en corte simple y aplastamiento sobre $\frac{1}{4}$ plg

$$\text{Resistencia de un tornillo en cortante doble} = (0.65)(0.785)(72) = 36.8 \text{ klb}$$

$$\text{Resistencia de aplastamiento de un tornillo} = (0.75)(2.4)(1.0)\left(\frac{1}{4}\right)(58) = 65.25 \text{ klb}$$

$$\text{Número de tornillos necesarios} = \frac{116}{36.8} = 3.15$$

Use 6 tornillos

EJEMPLO 12-5

La conexión mostrada en la fig. 12-10 está hecha con tornillos A325 de $\frac{7}{8}$ plg tipo aplastamiento en agujeros de tamaño estándar con las cuerdas excluidas del plano de corte. La viga y las placas de nudo son de acero A36. Revise: (a) las resistencias a la tensión de la sección W y de las placas, (b) la resistencia de los tornillos en cortante doble y aplastamiento y (c) la resistencia del bloque de cortante de las áreas sombreadas de la sección W mostradas en la parte (b) de la figura.

(a) Resistencia de diseño a tensión de la sección W

$$P_u = \phi_t F_t A_g = (0.9)(36)(11.2) = 362.9 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

$$A_n = 11.2 - (4)(1)(0.515) = 9.14 \text{ plg}^2$$

$$U = 0.85 \text{ ya que } b_f < \frac{1}{3} d$$

$$A_t = (0.85)(9.14) = 7.77 \text{ plg}^2$$

$$P_u = \phi_t F_t A_t = (0.75)(58)(7.77) = 338 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

Resistencia de diseño a tensión de las placas de nudo

$$P_u = \phi_t F_t A_g = (0.9)(36)\left(\frac{1}{2} \times 12\right)(2) = 388.8 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

$$A_n \text{ de 2 placas} = \left\{\left(\frac{1}{2}\right)(12) - (2)(1)\left(\frac{1}{2}\right)\right\} 2 = 10 \text{ plg}^2$$

$$0.85 A_t = (0.85)\left(\frac{1}{2}\right)(12)(2) = 10.2 \text{ plg}^2$$

$$P_u = \phi_t F_t A_n = (0.75)(58)(10) = 435 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

(b) Tornillos en cortante doble y aplastamiento sobre $\frac{1}{2}$ plg

Resistencia de diseño de los tornillos

$$\text{en cortante doble} = (0.65)(0.6)(72)(12) = 337 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento

$$\text{de los tornillos} = (0.75)(2.4)\left(\frac{1}{2}\right)(58)(12) = 548.1 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

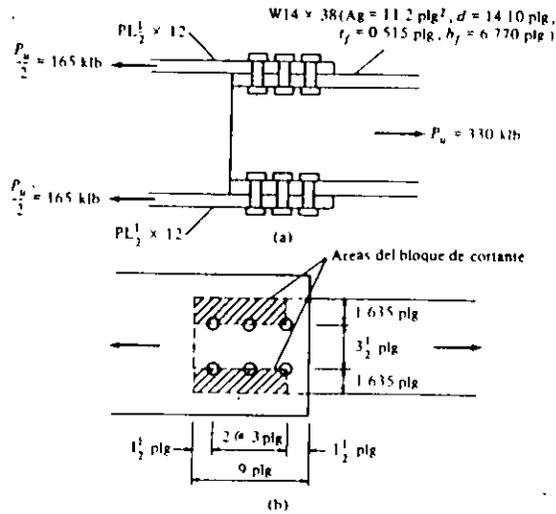


Figura 12-10

(c) Resistencia del bloque de cortante para la sección W

Fractura por tensión y fluencia por cortante

$$\begin{aligned}
 P_{bt} &= \phi [F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{gv}] \\
 &= 0.75 [(58)(\frac{1}{2})(1.635 - \frac{1}{2} \times 1) + (0.6)(36)(7\frac{1}{2})(\frac{1}{2})] 4 \\
 &= 341.8 \text{ klb} > 330 \text{ klb}
 \end{aligned}$$

OK

Fractura por cortante y fluencia por tensión

$$\begin{aligned}
 P_{bt} &= \phi [F_y A_{nt} + 0.6 F_u A_{nv}] \text{ obsérvese que hay } 2\frac{1}{2} \text{ agujeros} \\
 &\text{ en el área neta del plano de corte mostrado} \\
 &\text{ en la parte (b) de la fig 12-10.} \\
 &= 0.75 [(36)(1.635)(\frac{1}{2}) + (0.6)(58)(7.5 - 2.5 \times 1)(\frac{1}{2})] 4 \\
 &= 349 \text{ klb} > 330 \text{ klb}
 \end{aligned}$$

OK

Los cálculos para conexiones remachadas y para conexiones con tornillos ordinarios A307 se hacen casi exactamente igual que para las conexiones tipo aplastamiento con tornillos de alta resistencia. Las únicas diferencias son que los valores de la resistencia por cortante son mucho menores y que el factor ϕ por cortante para

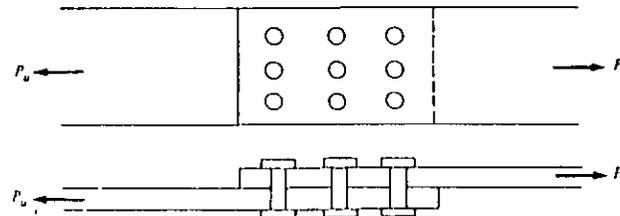
Problemas

tornillos A307 es igual a 0.60 en vez del 0.65 usado para remaches y tornillos de alta resistencia. Las especificaciones LRFD no permiten el diseño de juntas tipo fricción si se usan remaches o tornillos comunes. En el capítulo 13 se presentan ejemplos con remaches y tornillos ordinarios.

PROBLEMAS

En cada uno de los problemas deberá usarse la siguiente información a menos que se indique otra cosa: (a) especificaciones LRFD; (b) agujeros de tamaño estándar; (c) cuerdas de tornillos fuera de los planos de corte; (d) los miembros tendrán superficies laminadas libres de escamas (clase A); (e) distancias a bordes: $> 1\frac{1}{2}d$ y distancias entre centros de agujeros $> 3d$.

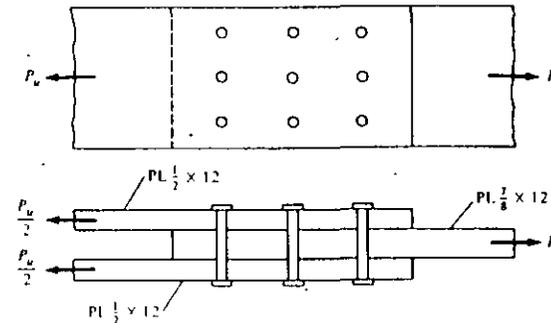
12-1. Las placas de acero A36 usadas en la junta traslapada mostrada en la figura tienen cada una las dimensiones $\frac{1}{2} \times 12$. Determine la carga de diseño P_u que puede resistir la junta si se usan tornillos A325 de $\frac{1}{4}$ y la conexión es de tipo aplastamiento. (Resp. 185.3 klb)



Problema 12-1

12-2. Repita el problema 12-1 considerando tornillos A490 de 1 plg.

12-3. Determine la capacidad a tensión de la conexión tipo aplastamiento mostrada en la figura a base de tornillos A325 de $\frac{1}{4}$ plg. Acero A36. (Resp. 340.2 klb)



Problema 12-3

Conexiones atornilladas (continuación) y notas históricas sobre los remaches

13-1 TORNILLOS SUJETOS A CORTE EXCENTRICO

Los grupos de tornillos cargados excéntricamente están sujetos a corte y a momentos de flexión. El lector puede suponer que tales situaciones son raras, pero la verdad es que son mucho más comunes de lo que se sospecha. Por ejemplo, en una armadura es conveniente tener el centro de gravedad de un miembro, alineado exactamente con el centro de gravedad de los tornillos en sus conexiones de extremo. Esto no es tan fácil de realizar como parece, y a menudo las conexiones están sujetas a momentos.

La excentricidad es absolutamente obvia en la fig. 13-1(a) donde la viga se une a una columna con una placa. En la parte (b) de la figura, una viga está unida a una columna con un par de ángulos. Es obvio que esta conexión debe resistir cierto momento, porque el centro de gravedad de la carga proveniente de la viga no coincide con la reacción de la columna.

Las especificaciones LRFD proporcionan valores para calcular las resistencias de diseño de tornillos o remaches individuales, pero no especifican un método para calcular las fuerzas en esos sujetadores cuando están cargados excéntricamente. En consecuencia, el método de análisis queda a criterio del proyectista.

A través de los años se han desarrollado tres métodos generales para el análisis de conexiones cargadas excéntricamente. El primero es el muy conservador *método elástico* en el que la fricción o la resistencia al deslizamiento entre las partes conectadas se ignora. Además, se supone que las partes conectadas son completamente rígidas. Este tipo de análisis se ha usado por lo menos desde 1870.^{1,2}

Las pruebas han demostrado que el método elástico por lo general proporciona

¹ W. McGuire, *Steel Structures* (Estructuras de acero), (Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1968), pág. 813.

² C. Reilly, *Studies of Iron Girder Bridges* (Estudios sobre puentes con traves armadas de hierro), *Proc. Inst. Civil Engrs* 29, (Londres, 1870)

13-1 Tornillos sujetos a corte excéntrico

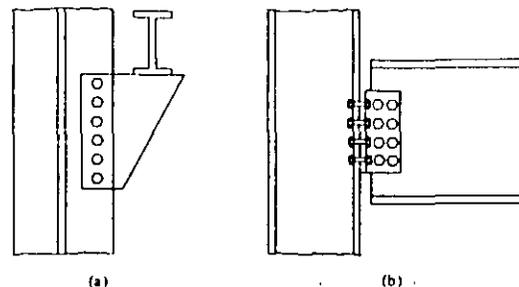


Figura 13-1

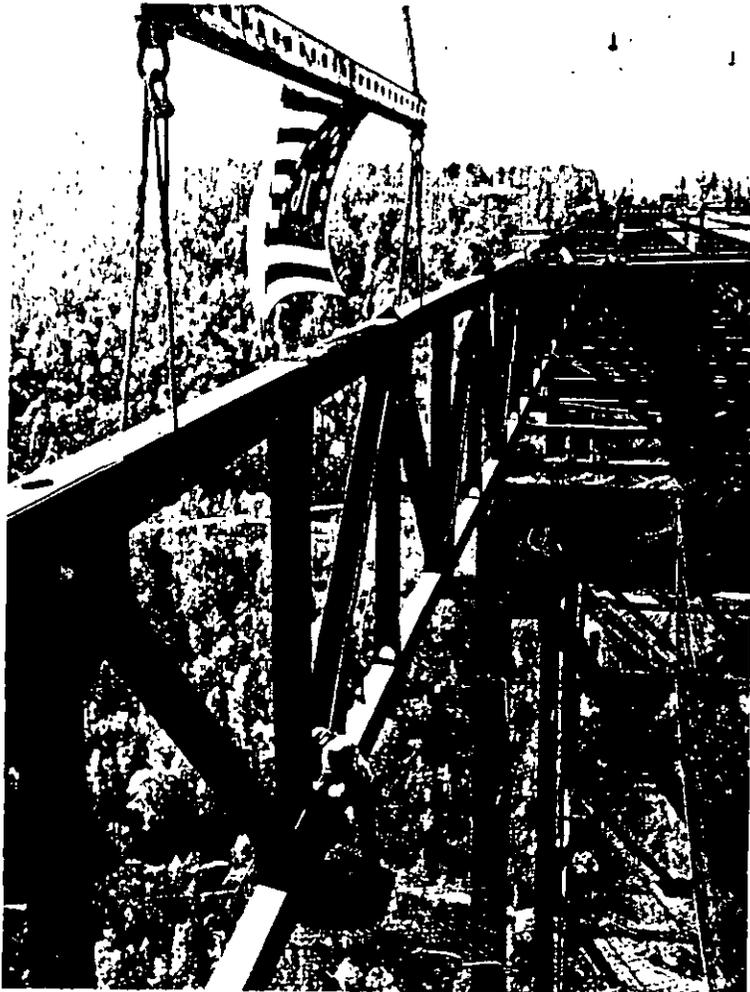
resultados muy conservadores. Debido a ello, se han propuesto³ varios *métodos reducidos* o *de excentricidad efectiva*. El análisis se efectúa igual que con el método elástico, excepto que se emplean menores excentricidades y momentos en los cálculos.

El tercer método, llamado de *resistencia última* proporciona los valores más compatibles con los obtenidos en pruebas, pero es extremadamente tediosa su aplicación, por lo menos al usar calculadoras manuales. Las tablas en el manual LRFD para conexiones cargadas excéntricamente se basan en el método de resistencia última y nos permiten resolver la mayor parte de ese tipo de problemas fácilmente, siempre que el arreglo de los tornillos o remaches sea simétrico. El resto de esta sección se dedica al estudio de esos tres métodos de análisis.

Análisis elástico Para esta exposición, los tornillos de la fig. 13-2(a) se suponen sujetos a una carga P que tiene una excentricidad e con respecto al centro de gravedad del grupo de tornillos. Para considerar la condición de fuerzas en los tornillos, se suponen dos fuerzas iguales a P , una hacia arriba y la otra hacia abajo, actuando en el centro de gravedad del grupo de tornillos. Esta condición, mostrada en la parte (b) de la figura, de ninguna manera cambia las fuerzas en los tornillos. La fuerza en un tornillo determinado debe, por lo tanto, ser igual a P dividida entre el número de tornillos en el grupo, como se ve en la parte (c), más la fuerza debida al momento ocasionado por el par mostrado en la parte (d) de la figura.

Ahora se estudiará la magnitud de las fuerzas en los tornillos debido al momento P . En la fig. 13-3, d_1 , d_2 , etc., representan las distancias de cada tornillo al centro de gravedad del grupo. El momento producido por el par tiende a hacer girar la placa alrededor del centro de gravedad de la conexión deformando a un determinado tornillo, proporcionalmente a su distancia al centro de gravedad. (Para esta deducción, las placas de unión se consideran de nuevo como perfectamente rígidas y los tornillos como perfectamente elásticos.) La rotación mayor ocurre en el torni-

³ T.R. Higgins, *New Formulas for Fasteners Loaded Off Center* (Nuevas fórmulas para conectores cargados excéntricamente), *Engr. News Record* (mayo 21, 1964).



Puente sobre el desfiladero New River en el condado Fayette, West Virginia cerca de Charleston. (Cortesía de la American Bridge Company.)

llo cuya distancia al centro de gravedad es máxima como debe ser el esfuerzo, ya que éste es proporcional a la deformación en el intervalo elástico.

Se considera que la rotación produce las fuerzas r_1 , r_2 , r_3 y r_4 , respectivamente,

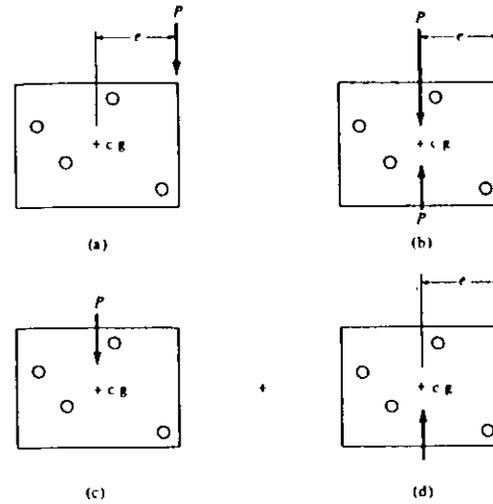


Figura 13-2

en los tornillos de la figura. El momento transmitido a los tornillos debe equilibrarse con los momentos resistentes de éstos como sigue:

$$M_{c.g.} = Pe = r_1d_1 + r_2d_2 + r_3d_3 + r_4d_4 \quad (1)$$

Como la fuerza causada en cada tornillo es directamente proporcional a su distancia al centro de gravedad, puede escribirse la siguiente expresión:

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{r_2}{d_2} = \frac{r_3}{d_3} = \frac{r_4}{d_4}$$

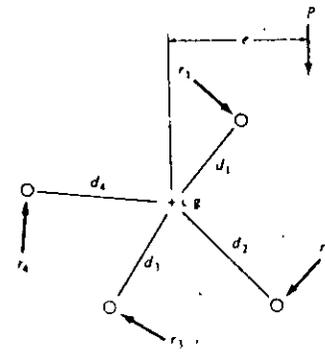


Figura 13-3

y escribiendo cada r en términos de r_1 y d_1

$$r_1 = \frac{r_1 d_1}{d_1} \quad r_2 = \frac{r_1 d_2}{d_1} \quad r_3 = \frac{r_1 d_3}{d_1} \quad r_4 = \frac{r_1 d_4}{d_1}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (1) y simplificando:

$$M = \frac{r_1 d_1^2}{d_1} + \frac{r_1 d_2^2}{d_1} + \frac{r_1 d_3^2}{d_1} + \frac{r_1 d_4^2}{d_1}$$

$$= \frac{r_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2)$$

Por lo tanto,

$$M = \frac{r_1 \Sigma d^2}{d_1}$$

La fuerza en cada tornillo, puede escribirse como sigue:

$$r_1 = \frac{M d_1}{\Sigma d^2} \quad r_2 = \frac{d_2}{d_1} r_1 = \frac{M d_2}{\Sigma d^2} \quad r_3 = \frac{M d_3}{\Sigma d^2} \quad r_4 = \frac{M d_4}{\Sigma d^2}$$

Cada valor de r es perpendicular a la línea trazada desde el centro de gravedad hasta el tornillo correspondiente. Por lo general es más conveniente representarlos por sus componentes vertical y horizontal. Al respecto, se hace referencia a la fig. 13-4.

Las componentes vertical y horizontal de la distancia d_1 están representadas por v y h , respectivamente, y las componentes horizontal y vertical de la fuerza r_1 están representadas por H y V , respectivamente, en esta figura. Ahora es posible escribir la siguiente relación, de la que puede obtenerse H .

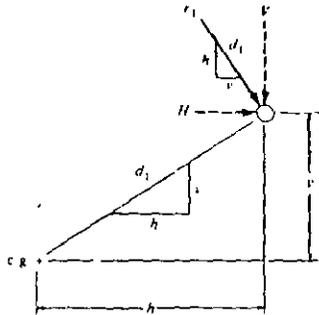


Figura 13-4

13-1 Tornillos sujetos a corte excéntrico

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{H}{v}$$

$$H = \frac{r_1 v}{d_1} = \left(\frac{M d_1}{\Sigma d^2} \right) \left(\frac{v}{d_1} \right)$$

Por lo tanto,

$$H = \frac{M v}{\Sigma d^2}$$

Mediante un procedimiento semejante se encuentra V

$$V = \frac{M h}{\Sigma d^2}$$

EJEMPLO 13-1

Determine la fuerza en el tornillo sometido a mayor esfuerzo del grupo mostrado en la fig. 13-5 usando el método elástico de análisis.

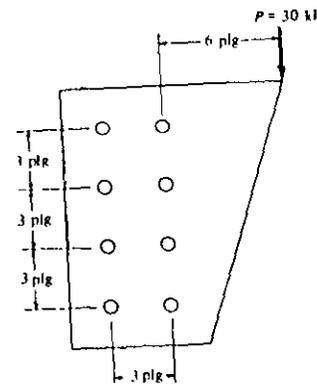


Figura 13-5

Solución:

En la fig. 13-6 se muestran los croquis de las fuerzas que se aplican a cada tornillo por carga directa, así como los momentos en el sentido del movimiento de las manecillas del reloj. El lector observará en estos croquis que los tornillos sometidos a mayor esfuerzo son los que están a la derecha arriba y abajo, y cuyos esfuerzos son iguales.

$$e = 6 + 1.5 = 7.5 \text{ plg}$$

$$M = Pe = (30)(7.5) = 225 \text{ klb-plg}$$

$$\Sigma d^2 = \Sigma h^2 + \Sigma v^2$$

$$\Sigma d^2 = (8)(1.5)^2 + (4)(1.5^2 + 4.5^2) = 108$$

$$H = \frac{Mv}{\Sigma d^2} = \frac{(225)(4.5)}{108} = 9.38 \text{ klb}$$

$$V = \frac{Mh}{\Sigma d^2} = \frac{(225)(1.5)}{108} = 3.13 \text{ klb}$$

$$\frac{P}{8} = \frac{30}{8} = 3.75 \text{ klb}$$

$$\begin{array}{l} \downarrow 3.13 \text{ klb} \\ \downarrow 3.75 \text{ klb} \\ \circ \leftarrow 9.38 \text{ klb} \end{array}$$

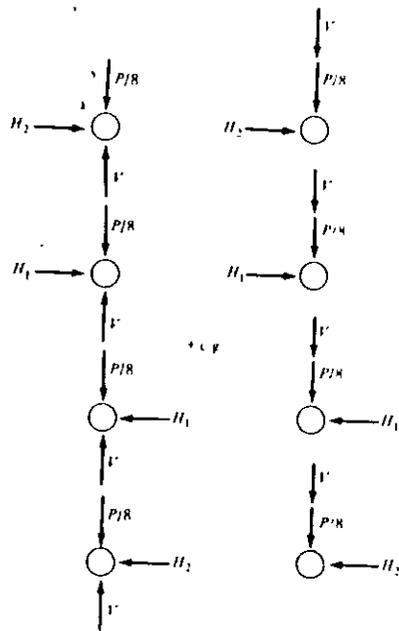


Figura 13-6

13-1 Tornillos sujetos a corte excéntrico

La fuerza sobre el tornillo de abajo a la derecha (igual a la fuerza en el tornillo de arriba a la derecha) se determina como sigue:

$$r = \sqrt{(6.88)^2 + (9.38)^2} = 11.63 \text{ klb}$$

La carga excéntrica puede ser inclinada y representarse por sus componentes vertical y horizontal y se puede determinar el momento de cada una con respecto al centro de gravedad del grupo de tornillos. Pueden desarrollarse diversas fórmulas de diseño con las que el ingeniero sería capaz de diseñar directamente conexiones excéntricas, pero probablemente, el proceso de suponer un cierto número y arreglo de tornillos, comprobar esfuerzos, y rediseñar, es igualmente satisfactorio.

Método de la excentricidad reducida El método de análisis elástico que se acaba de describir sobreestima en mucho las fuerzas por momento aplicadas a los conectores. Debido a esto se han hecho, a lo largo de varios años, varias propuestas que emplean una excentricidad efectiva, lo que implica de hecho tomar en cuenta la resistencia al deslizamiento en las superficies de contacto. Se presenta a continuación una serie de valores de excentricidades reducidas que han sido comunes en otras épocas:

1. Con una línea de gramil de sujetadores y en donde n es el número de sujetadores en la línea:

$$e_{\text{efect}} = e_{\text{real}} - \frac{1 + 2n}{4}$$

2. Con dos o más líneas de gramil de sujetadores colocados simétricamente y en donde n es el número de sujetadores en cada línea:

$$e_{\text{efect}} = e_{\text{real}} - \frac{1 + n}{2}$$

Los valores de la excentricidad reducida para dos arreglos de sujetadores se muestran en la fig. 13-7.

Para analizar una conexión particular con el método de la excentricidad reducida, se calcula el valor de la e_{efect} , como se describió antes y se usa para calcular el momento. El resto de los cálculos se hacen igual que con el método elástico.

Método de la resistencia última Los métodos elásticos y de la excentricidad reducida para analizar grupos de conectores cargados excéntricamente se basan en la hipótesis de que el comportamiento de los conectores es elástico. Un método de análisis mucho más realista es el de la resistencia última, que se describe en los siguientes párrafos. Los valores proporcionados en las tablas de la quinta parte del manual LRFD para grupos de conectores cargados excéntricamente se calcularon usando este método.

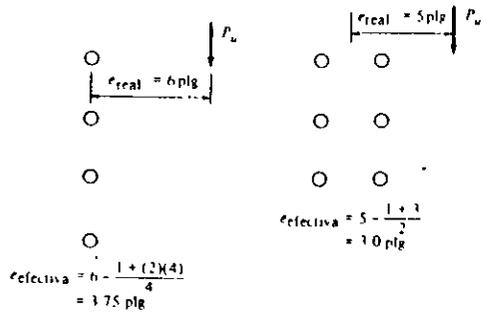


Figura 13-7

Si uno de los tornillos o remaches extremos en una conexión cargada excéntrica comienza a deslizarse o a fluir, la conexión no fallará. Si la magnitud de la carga se incrementa, los conectores internos soportarán más carga y la falla no ocurrirá hasta que todos fluyan o se deslicen.

La carga excéntrica tiende a causar una rotación relativa y una traslación del material conectado. Esto es equivalente a una rotación con respecto a un punto llamado *centro instantáneo de rotación*. En la fig. 13-8 se muestra una conexión atornillada cargada excéntrica y el punto O representa el centro instantáneo; éste se encuentra a una distancia e' del centro de gravedad del grupo de tornillos.

Las deformaciones de estos tornillos se supone que varían en proporción a sus distancias al centro instantáneo. La fuerza cortante última que uno de ellos puede resistir no es igual a la fuerza cortante pura que un tornillo puede resistir; depende más bien de la relación carga-deformación en el tornillo. Los estudios de Crawford y Kulak⁴ muestran que esta fuerza puede estimarse con bastante precisión con la expresión

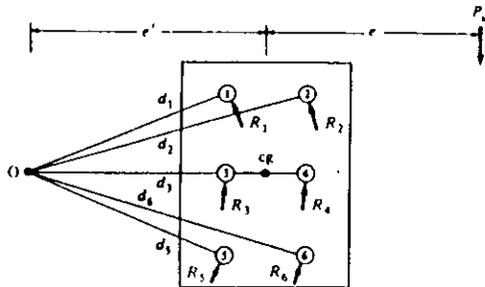


Figura 13-8

⁴S.F. Crawford y G.L. Kulak, *Eccentrically Loaded Bolt Connections*, (Conexiones atornilladas cargadas excéntrica), *Journal of Structural Division*, ASCE 97, S13 (marzo 1971), págs. 765-783

$$R = R_{ult}(1 - e^{-10\Delta})^{0.55}$$

En esta fórmula R_{ult} es la carga cortante última de un solo conector, igual a 74 klb para un tornillo A325, e es la base de los logaritmos naturales (≈ 2.718) y Δ es igual a la deformación total de un tornillo determinada experimentalmente e igual a 0.34 plg. Los coeficientes 10.0 y 0.55 también se obtuvieron experimentalmente. La fig. 13-9 ilustra esta relación carga-deformación.

Esta expresión muestra claramente que la carga cortante última soportada por un tornillo particular, en una conexión cargada excéntrica, es afectada por su deformación. Entonces, la carga aplicada a un tornillo particular depende de su posición en la conexión con respecto al centro instantáneo de rotación.

Las fuerzas resistentes de los tornillos de la conexión en la fig. 13-8 se representan con las letras R_1, R_2, R_3 , etc. Se supone que cada una de esas fuerzas actúa en una dirección perpendicular a una línea trazada del punto O al centro del tornillo considerado. Para esta conexión simétrica, el centro instantáneo de rotación quedará sobre una línea horizontal que pase por el centro de gravedad del grupo de conectores. Esto es así porque la suma de las componentes horizontales de las fuerzas R debe ser cero, así como también la suma de los momentos de las componentes horizontales respecto al punto O. La posición del punto O sobre la línea horizontal puede encontrarse mediante un tedioso procedimiento de tanteos que se describirá aquí.

Con referencia a la fig. 13-8, el momento de la carga excéntrica respecto al punto O debe ser igual a la suma de los momentos de las fuerzas resistentes R respecto al mismo punto. Si conociéramos la posición del centro instantáneo podríamos calcular los valores R de los tornillos con la fórmula de Crawford-Kulak y determinar P_u de la manera siguiente:

$$P_u(e' + e) = \sum R d$$

$$P_u = \frac{\sum R d}{e' + e}$$

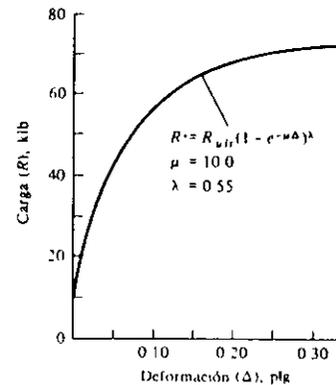


Figura 13-9 Fuerza cortante última R en un tornillo en función de la deformación.

Sin embargo, la posición del centro instantáneo no se conoce. Su posición se estima, se determinan los valores R y se calcula P_u como se describió. Obsérvese que P_u debe ser igual a la suma de las componentes verticales de las fuerzas resistentes R (ΣR_v). Si este valor se calcula y es igual al valor de P_u calculado con la fórmula anterior, tendremos la posición correcta del centro instantáneo. Si no resulta así, ensayamos otra posición, etc.

En el ejemplo 13-2 el autor muestra los tediosos cálculos por tanteos necesarios para localizar el centro instantáneo de rotación para una conexión simétrica de 4 tornillos. Se determina también la resistencia de diseño P_u de la conexión.

Para resolver este problema es muy conveniente efectuar los cálculos en forma tabular, similar a la usada en la solución que sigue. En la tabla mostrada, los valores h y v dados son los componentes horizontal y vertical de las distancias d del punto 0 a los centros de gravedad de los tornillos. El tornillo más alejado del punto 0 tiene supuestamente un valor Δ de 0.34. Se supone que los valores Δ para los otros tornillos son proporcionales a sus distancias al punto 0. Los valores Δ así determinados se usan en la fórmula para R .

En la quinta parte del manual LRFD se presenta un conjunto de tablas llamadas *Eccentric Loads on Fastener Groups* (Cargas excéntricas en grupos de conectores). Los valores en esas tablas se determinaron con el procedimiento descrito aquí. Un gran porcentaje de los casos prácticos que encontrará el proyectista se incluyen en las tablas. Si se le presentara al proyectista una situación que no abarcaran las tablas, podría decidirse a usar el procedimiento elástico más conservador, previamente descrito.

EJEMPLO 13-2

Los tornillos A325 de 7/8 plg tipo aplastamiento de la conexión mostrada en la fig. 13-10 tienen una resistencia de diseño por cortante R_u de $(0.65)(0.60)(72) = 28.1$ klb. Localice el centro instantáneo de rotación de la conexión usando el procedimiento de tanteos y determine el valor de P_u .

Solución. Por tanteos: ensayamos un valor $e' = 3$ plg (véase la fig. 13-11)

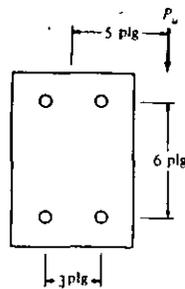


Figura 13-10

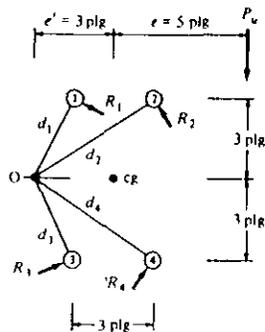


Figura 13-11

Tornillo No	h(plg)	v(plg)	d(plg)	Δ (plg)	R(klb)	R_v (klb)	Rd (klb-plg)
1	1.5	3	3.3541	0.211	26.17	11.70	87.78
2	4.5	3	5.4083	0.34	27.58	22.95	149.16
3	1.5	3	3.3541	0.211	26.17	11.70	87.78
4	4.5	3	5.4083	0.34	27.58	22.95	149.16
						$\Sigma = 69.30$	$\Sigma = 473.88$

$$P_u = \frac{\Sigma Rd}{e' + e} = \frac{473.88}{3 + 5} = 59.24 \text{ klb no} = 69.30 \text{ klb}$$

NG

Después de varios ensayos, suponemos $e = 2.40$ plg

Tornillo No	h(plg)	v(plg)	d(plg)	Δ (plg)	R(klb)	R_v (klb)	Rd (klb-plg)
1	0.90	3	3.1321	0.216	26.27	7.55	82.28
2	3.90	3	4.9204	0.34	27.58	21.86	135.70
3	0.90	3	3.1321	0.216	26.27	7.55	82.28
4	3.90	3	4.9204	0.34	27.58	21.86	135.70
						$\Sigma = 58.82$	$\Sigma = 435.96$

$$P_u = \frac{435.96}{2.4 + 5} = 58.91 \text{ klb casi igual a } 58.82 \text{ klb}$$

OK

$$P_u = 58.9 \text{ klb}$$

Aunque el desarrollo de este método de análisis se basó realmente en conexiones tipo aplastamiento en las que puede ocurrir el deslizamiento, tanto la teoría como los ensayos han demostrado que se puede aplicar conservadoramente a conexiones tipo fricción.¹

El método de resistencia última puede ampliarse para incluir cargas inclinadas y arreglos asimétricos de tornillos, pero los cálculos con tanteos en tales situaciones resultan demasiado largos.

Los ejemplos 13-3 y 13-4 ilustran el uso de las tablas de resistencia última del manual LRFD, tanto para análisis como para diseño.

EJEMPLO 13-3

Repita el ejemplo 13-2 usando las tablas de resistencia última tituladas *Eccentric Loads on Fastener Groups* (Cargas excéntricas en grupos de sujetadores) en la quinta parte del manual LRFD.

¹G. I. Kulak, *Eccentrically Loaded Slip-Resistant Connections* (Conexiones tipo fricción cargadas excéntricamente), *Engineering Journal*, AISC, 12, núm. 2 (segundo trimestre, 1975), págs. 52-55.

Solución:

$$P_u = C \times \phi r$$

$C = 2.10$ de la tabla x1

$$P_u = (2.10)(28.1) = \underline{59 \text{ klb}} \quad \text{OK}$$

EJEMPLO 13-4

Determine el número requerido de tornillos A325 de $\frac{7}{8}$ plg en agujeros de tamaño estándar para la conexión mostrada en la fig. 13-12. Considere acero A36 y que la conexión es tipo aplastamiento con las cuerdas excluidas del plano de cortante. Suponga que los tornillos trabajan en cortante simple y su aplastamiento tiene lugar en $\frac{1}{2}$ plg. Use el método de análisis por resistencia última presentado en el manual LRFD.

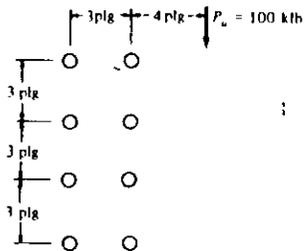


Figura 13-12

Solución. De la tabla x1, en la página 5-66 del manual

$$r_o = 5.5 \text{ plg}$$

Tornillos en cortante simple y aplastamiento en $\frac{1}{2}$ plg.

ϕr_s = resistencia de diseño por cortante por tornillo klb

$$= (0.65)(0.6)(72) = 28.1 \text{ klb} \leftarrow$$

ϕr_a = resistencia de diseño por aplastamiento por tornillos klb

$$= (0.75)(2.4)\left(\frac{7}{8}\right)\left(\frac{1}{2}\right)(58) = 45.7 \text{ klb}$$

$$C = \frac{P_u}{\phi r_s} = \frac{100}{28.1} = 3.56$$

Se requieren 4 tornillos en cada línea (por interpolación en la tabla).

13-2 Tornillos sujetos a corte y tensión

Nota: Si la situación encontrada por el proyectista no está contenida en las tablas de resistencia última del manual LRFD se recomienda usar el procedimiento elástico más conservador para tratar el problema, sea éste de análisis o de diseño.

13-2 TORNILLOS SUJETOS A CORTE Y TENSION

Los tornillos usados en muchas conexiones están sujetos a una combinación de corte y tensión. Un caso en donde esto ocurre se ve claramente en la fig. 13-13, en donde una riostra diagonal está conectada a una columna. La componente de 111.8 klb mostrada en la figura está tratando de degollar los tornillos en la cara de la columna, en tanto que la componente de 223.6 klb tiende a arrancarles la cabeza.

Las pruebas en tornillos tipo aplastamiento sujetos a corte y a tensión muestran que sus resistencias últimas pueden representarse por medio de una curva elíptica de interacción, como se muestra en la fig. 13-14. Obsérvense sobre todo los valores F_t y F_c . F_t es el esfuerzo límite de tensión cuando no hay corte y F_c es el esfuerzo cortante límite si no hay una tensión aplicada externamente.

Las tres líneas rectas interrumpidas mostradas en la fig. 13-14 representan aproximadamente la curva de interacción obtenida en pruebas. Las ecuaciones de esas líneas se presentan en la tabla 13.1 (tabla J3.3 de las especificaciones LRFD). En esas expresiones f_v y f_t son, respectivamente, los esfuerzos cortantes y de tensión calculados en los tornillos debidos a las cargas factorizadas. Los valores máximos da-

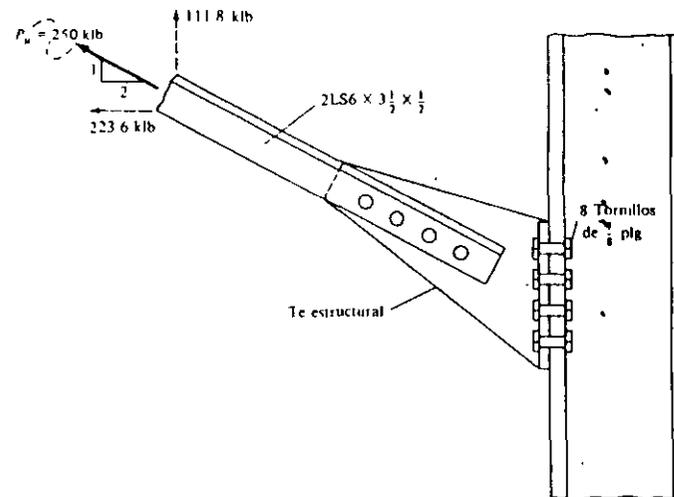


Figura 13-13 Conexión sometida a cortante y tensión.



Figura 13-14 Tornillos en una conexión tipo aplastamiento sometidos a cortante y tensión.

dos en la tabla (por ejemplo 68 klb/plg² para tornillos A325 con cuerdas no excluidas del plano de corte) son iguales a ϕ veces ($= 0.75$) la resistencia nominal de los tornillos si éstos están sujetos a cargas externas de tensión solamente.

En el ejemplo 13-5 se revisa una conexión tipo aplastamiento con tornillos de alta resistencia en corte y en tensión. (Existe otra condición de esfuerzos que puede afectar a esta conexión; se llama *acción de arranque* y se estudiará en la sección 13-4.)

EJEMPLO 13-5

El miembro a tensión mostrado en la fig. 13-13 se conecta a una columna con 8 tornillos A325 de alta resistencia de $\frac{7}{8}$ plg por medio de una conexión tipo aplastamiento con las cuerdas excluidas del plano de corte y con agujeros de tamaño estándar. ¿Son suficientes los tornillos para resistir la carga aplicada de acuerdo con las especificaciones LRFD?

TABLA 13-1 LÍMITES PARA LOS ESFUERZOS DE TENSION (F_t) EN KLB/PLG² PARA CONECTORES EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO

Descripción del conector	Cuerdas incluidas en el plano de corte	Cuerdas excluidas del plano de corte
Tornillos A107	39 - 1.8 $f_u \leq 30$	
Tornillos A325	85 - 1.8 $f_u \leq 68$	85 - 1.4 $f_u \leq 68$
Tornillos A490	106 - 1.8 $f_u \leq 84$	106 - 1.4 $f_u \leq 84$
Partes roscadas de tornillos A449 mayores de $\frac{1}{2}$ plg de diámetro	0.73 $F_u - 1.8f_u \leq 0.56F_u$	0.73 $F_u - 1.4f_u \leq 0.56F_u$
Remaches A502, grado 1	44 - 1.3 $f_u \leq 34$	
Remaches A502, grado 2	59 - 1.3 $f_u \leq 45$	

Solución:

$$\text{Esfuerzo cortante } f_v = \frac{111.8}{(8)(0.6)} = 23.29 \text{ klb/plg}^2$$

$$\text{Esfuerzo de tensión } f_t = \frac{223.6}{(8)(0.6)} = 46.58 \text{ klb/plg}^2$$

$$\text{Esfuerzo límite de tensión } F_t = 85 - (1.4)(23.29) = 52.39 \text{ klb/plg}^2$$

$$> 46.58 \text{ klb/plg}^2$$

OK

La conexión es satisfactoria

Cuando se aplica una fuerza axial de tensión a una conexión tipo fricción, la fuerza de agarre se reducirá y la resistencia de diseño por cortante debe disminuirse en proporción a la pérdida de agarre o preesfuerzo. Esto se lleva a cabo en la sección J3.5 de las especificaciones LRFD, siendo necesario que las resistencias nominales por corte en juntas tipo fricción dadas en la tabla J3.4 se multipliquen por el factor de reducción $(1-T/T_b)$. T es la fuerza de tensión de servicio aplicada a un tornillo y T_b es la carga mínima de pretensado para un tornillo en una conexión tipo fricción, dada en la tabla 12.1 (tabla LRFD-J3.1). Para tal situación $\phi = 1.0$ a menos que se tengan agujeros de ranura larga con la carga aplicada en la dirección de la ranura. En este caso, $\phi = 0.85$ de acuerdo con las especificaciones LRFD.

Para tornillos en conexiones tipo fricción con agujeros estándar, sus resistencias nominales a cortante bajo condiciones de cargas de servicio, se determinan como sigue:

$$\text{Para tornillos A325} \leq \left(1 - \frac{T}{T_b}\right) (17)$$

$$\text{Para tornillos A490} \leq \left(1 - \frac{T}{T_b}\right) (21)$$

EJEMPLO 13-6

Repita el ejemplo 13-5 suponiendo que se usará una conexión tipo fricción. Las cargas de servicio son $P_D = 75$ klb y $P_L = 90$ klb.

Solución:

$$\text{Carga de servicio } P = 75 + 90 = 165 \text{ klb}$$

$$P_v = \left(\frac{1}{\sqrt{5}}\right) (165) = 73.8 \text{ klb}$$

$$P_s = \left(\frac{2}{\sqrt{5}}\right)(165) = 147.6 \text{ klb}$$

$$f_s = \frac{73.8}{(8)(0.6)} = 15.38 \text{ klb/plg}^2$$

$$f_s = \frac{147.6}{(8)(0.6)} = 30.75 \text{ klb/plg}^2$$

$$\text{Resistencia límite por cortante} = \left(1 - \frac{T}{T_s}\right)(17)$$

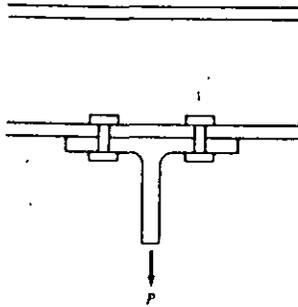
$$= \left(1 - \frac{147.6/8}{39}\right)(17) = 8.95 \text{ klb/plg}^2 < 15.38 \text{ klb/plg}^2 \text{ NG}$$

La conexión tipo fricción no es satisfactoria

13-3 CARGAS DE TENSION EN JUNTAS ATORNILLADAS

En el pasado, las juntas atornilladas y remachadas sujetas a cargas de tensión pura las evitaron los proyectistas hasta donde fue posible. El uso de conexiones de tensión fue forzada, principalmente, por los sistemas de contraventeo en los edificios altos. Sin embargo, hay algunos otros lugares donde se han usado, como son las conexiones de colgantes para puentes, conexiones de brida para sistemas de tuberías, etc. La fig. 13-15 muestra la conexión de un colgante con una carga de tensión.

Los remaches colocados en caliente y los tornillos de alta resistencia completamente tensados, no tienen libertad para acortarse, con lo que se producen grandes esfuerzos de tensión en éstos durante su instalación. Estas tensiones iniciales están próximas a los puntos de cedencia. Siempre ha habido una gran resistencia entre los



Conexión de un colgante

Figura 13-15 Conexión de un colgante.

proyectistas, para aplicar cargas de tensión a conectores de este tipo, por temor a que las cargas externas puedan incrementar fácilmente los esfuerzos existentes de tensión, ocasionando su falla. Sin embargo, la verdad es que cuando se aplican cargas de tensión externas a las conexiones de este tipo, no hay mucha variación en el esfuerzo.

Los remaches colocados en caliente, que se han enfriado y contraído, o los tornillos apretados fuertemente, preesforzan contra la tensión las juntas en las cuales se utilizan. (Para seguir esta exposición el lector deberá pensar en una viga de concreto preesforzado que tiene cargas externas de compresión aplicadas en cada extremo). Los esfuerzos de tensión en los conectores, comprimen los miembros conectados. Si se aplica una carga de tensión a esta conexión en la superficie de contacto, no podrá ejercer ninguna carga adicional en los tornillos o remaches hasta que los miembros comiencen a separarse sometiendo entonces a esfuerzos adicionales a los tornillos o remaches. Los miembros no pueden separarse hasta que la carga que se aplique sea mayor que la tensión total en los conectores de la junta. Este enunciado significa que la junta está preesforzada contra fuerzas de tensión, por un esfuerzo aplicado inicialmente en las espigas de los conectores.

Otro modo de decir esto, es que si se aplica una carga de tensión P a la superficie de contacto, tiende a reducir un poco el espesor de las placas, pero como al mismo tiempo la presión de contacto entre las placas se reducirá y las placas tenderán a dilatarse la misma cantidad, el resultado teórico es que no hay cambio en el espesor de la placa y no hay cambio en la tensión del conector. Esta situación continúa hasta que P es igual a la tensión del conector. En ese momento, un incremento de P se traducirá en la separación de las placas y después de eso, la tensión en el conector será igual a P .

Si la carga se aplicara a las superficies externas, habría algún aumento inmediato de la deformación del conector. Este incremento estaría acompañado por una expansión de las placas, aunque la carga no excediera el preesfuerzo, pero el incremento sería muy ligero, porque la carga irá a la placa y conectores en proporción aproximada a sus rigideces. Puesto que la placa es por mucho la más rígida, recibirá la mayor parte de la carga. Puede desarrollarse una expresión para el alargamiento del tornillo basada en su área y el área de contacto considerada; se encontrará que si P no es mayor que la tensión del perno, el incremento del esfuerzo estará en la zona del 10%. Si la carga excede al preesfuerzo, el esfuerzo del tornillo se elevará apreciablemente.

La exposición que se ha hecho, es bastante cercana a la realidad, pero explica por qué una carga de tensión ordinaria, aplicada a una junta remachada o atornillada no cambiará mucho el estado de esfuerzo.

La resistencia de diseño por tensión para tornillos, remaches y partes roscadas la da la siguiente expresión que es independiente de cualquier fuerza inicial de ajuste.

$$P_s = \phi F_t A_s$$

Cuando los tornillos se cargan a tensión generalmente hay algo de flexión debido a la deformación de las partes conectadas. Por ello el valor ϕ de 0.75 en esta expresión



Figura 13-16 Varilla circular recalçada.

es algo pequeño. La tabla J3.2 da los valores de F_t bastante conservadores para las diferentes clases de conectores con los valores para remaches y partes roscadas.

En esta expresión A_n es el área nominal de un remache o de la porción sin cuerda de un tornillo o de la porción roscada sin incluir a las barras recalçadas. Una barra recalçada tiene en sus extremos un diámetro mayor que la barra regular y las cuerdas se localizan en esta sección agrandada de manera que el área en la raíz de la cuerda es mayor que la de la barra regular. En la fig. 13-16 se muestra una barra recalçada. El uso de barras recalçadas no resulta económico y debe evitarse a menos que se ordene una cantidad grande de ellas.

Si se usa una barra recalçada, la resistencia nominal a tensión de la porción roscada es igual a $0.75 F_u$ veces el área de la sección transversal en su mayor diámetro de cuerda. Este valor debe ser mayor que F_t veces el área nominal de la barra en su sección no recalçada.

El ejemplo 13-7 ilustra la determinación de la resistencia de una conexión a tensión.

EJEMPLO 13-7

Determine la resistencia de diseño a tensión de los tornillos de la conexión del colgante de la fig. 13-15; considere 8 tornillos A490 de $\frac{7}{8}$ plg.

Solución:

$$P_n = (0.75)(8)(0.6)(112.5) = \underline{405 \text{ klb}}$$

La carga aplicada a una conexión a tensión será la suma de las cargas externas factorizadas más cualquier fuerza de tensión que resulte de la acción de arranque que se describe en la siguiente sección.

13-4 ACCIÓN SEPARADORA

Otro aspecto por considerar en las conexiones a tensión es la acción separadora. En la fig. 13-17(a) se muestra una conexión a tensión sujeta a la acción separadora como se ilustra en la parte (b) de la misma figura. Si los patines de la conexión son bastante gruesos y rígidos o tienen placas atesadoras como se ve en la fig. 13-17(c), la acción separadora probablemente podría ignorarse pero esto no es el caso si los patines son delgados, flexibles y sin atesadores.

Generalmente es conveniente limitar el número de hileras de tornillos o remaches en una conexión a tensión porque un gran porcentaje de la carga la soportan las hileras

13-4 Acción separadora

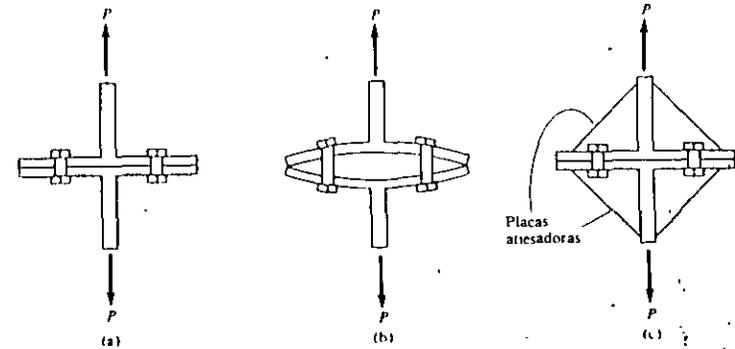


Figura 13-17

interiores aun bajo carga última. La conexión a tensión mostrada en la fig. 13-18 ilustra este punto, pues la acción separadora mandará una parte considerable de la carga a los conectores interiores, sobre todo si las placas son delgadas y flexibles. En las conexiones sujetas a cargas puras de tensión se debe analizar la posibilidad de la acción separadora y estimar la magnitud de ésta.

La fuerza adicional en los tornillos debida a la acción separadora debe sumarse a la fuerza de tensión resultante a las cargas aplicadas. La determinación precisa de las fuerzas de separación es bastante difícil y sobre el tema aún se llevan a cabo investigaciones. Se han desarrollado varias fórmulas empíricas que dan resultados parecidos a los de las pruebas. Entre ellas se encuentran las propuestas en el manual LRFD y que se incluyen en esta sección. El lector debe saber que no es mucho lo que se conoce sobre la acción separadora y que las fórmulas al respecto cambian casi año con año.

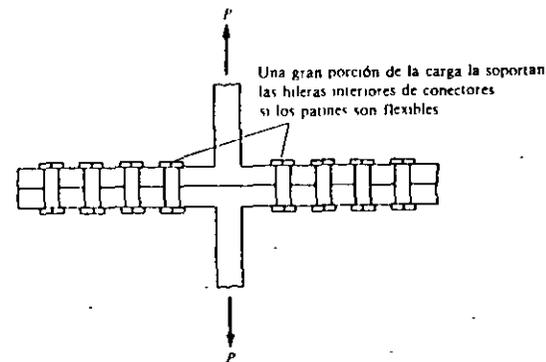


Figura 13-18

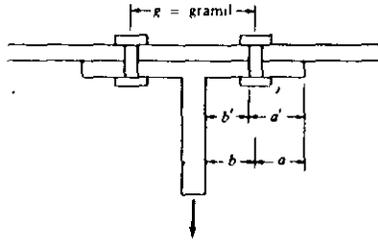


Figura 13-19

Deben usarse sólo tornillos totalmente tensados en las conexiones en las que las cargas aplicadas someten a los conectores a tensión axial. Esto debe ser así, independientemente de que la conexión sea tipo fricción, de que estén o no sometidos los tornillos a cargas de fatiga o de que exista o no la acción separadora. Si se usan tornillos con ajuste apretado en cualquiera de estas situaciones, las cargas de tensión empezarán inmediatamente a incrementar la tensión en los tornillos.

Las conexiones de colgantes y otras conexiones a tensión deben diseñarse para prevenir deformaciones considerables. La parte más importante en tales diseños son los patines rígidos. La rigidez es más importante que la resistencia a la flexión. Para lograr esto, la distancia b mostrada en la fig. 13-19 debe hacerse lo más pequeña posible con un valor mínimo igual al espacio requerido para usar una llave para apretar los tornillos. La información relativa a las dimensiones libres para el paso de las llaves se presenta en una tabla titulada *Threaded Fasteners Assembling Clearances* (Distancias libres para el ensamble de conectores roscados) en la página 5-164 del manual LRFD.

En las páginas 5-119 a la 5-125 del manual LRFD se presenta un procedimiento detallado para diseñar conexiones de colgantes y calcular las fuerzas separadoras. Este método es sólo para fuerzas factorizadas. Si se desea considerar cargas de servicio con el fin de investigar deflexiones, ladeos o fatiga, el lector puede remitirse a las fórmulas para cargas separadoras de servicio contenidas en la octava edición del *Manual de construcción con acero del AISC*.

Debido a limitaciones de espacio aquí sólo se presenta un ejemplo numérico. En el manual LRFD se incluyen tres ejemplos de diseño de colgantes y de cálculo de la acción separadora.

Para determinar la fuerza separadora en la conexión de un colgante el manual LRFD presenta una larga serie de ecuaciones empíricas. El significado de algunas de las letras usadas en esas expresiones se aclara en las figs. 13-19 y 13-20.

B = resistencia de diseño a tensión de cada tornillo

T = fuerza de tensión aplicada a cada tornillo *sin incluir la acción separadora*. (Esta fuerza en realidad es ficticia, a menos que la carga de tensión exceda al preesfuerzo en los tornillos.)

b = $g/2 - t_w/2$ en donde g es el gramil. Debe ser suficiente para la distancia libre necesaria para el paso de la llave según el manual LRFD

13-4 Acción separadora

a = distancia entre el eje del tornillo y el borde del patín del perfil T o del lado del ángulo, pero no mayor que $1.25 b$

$b' = b - d/2$, en donde d es el diámetro del tornillo

$a' = a + d/2$

ρ = longitud de conexión tributaria de cada tornillo

d' = ancho del agujero del tornillo paralelo al alma de la T

δ = relación del área neta en la línea de tornillos al área total en la cara del alma de la T = $1 - d'/\rho$

$p = b'/a$

$\alpha = 1/\delta [T/B/(t_f/t_c)^2 - 1]$

t_c = espesor necesario del patín para que soporten B los tornillos sin acción separadora

$$\sqrt{\frac{4.44 Bb}{\rho F_y}}$$

Q = fuerza separadora factorizada = $B\delta\alpha p(t_f/t_c)^2$

B_c = carga factorizada por tornillos incluyendo la acción separadora = $T + Q$.

EjemPlo 13-8

Una WT8 x 22.5 ($t_f = 0.565$ plg, $t_w = 0.345$ plg y $b_f = 7.035$ plg) de 10 plg de largo está conectada a una W36 x 150 como se muestra en la fig. 13-20 con cuatro tornillos A325 de alta resistencia de $\frac{7}{8}$ plg. Si se usa acero A36, ¿son suficientes los tornillos? Incluya el efecto de la acción separadora.

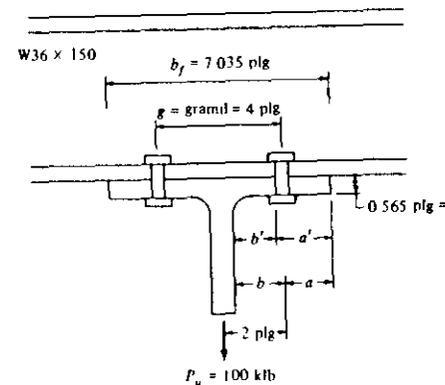


Figura 13-20

Solución...

$$B = (0.75)(0.6)(90) = 40.5 \text{ klb}$$

$$T = \frac{100}{4} = 25 \text{ klb}$$

Determinación de los valores b , a , b' , ρ , d' , δ , y p .

$$b = 2.0 - \frac{t_w}{2} = 2 - \frac{0.345}{2} = 1.827 \text{ plg} > 1\frac{1}{8} \text{ plg}$$

que se requiere como distancia libre para el paso de la llave (pág. 5-164 del manual LRFD)

$$a = \frac{b_f}{2} - 2.0 = \frac{7.035}{2} - 2.0 = 1.517 \text{ plg}$$

Obsérvese que $1.25b = (1.25)(1.827) = 2.284 \text{ plg} > 1.517 \text{ plg}$ por lo que según el LRFD, hay que usar $a = 1.517 \text{ plg}$

$$b' = b - \frac{d}{2} = 1.827 - \frac{0.875}{2} = 1.389 \text{ plg}$$

$$\rho = \frac{10}{2} = 5 \text{ plg}$$

$$d' = \frac{15}{16} \text{ plg} = 0.937 \text{ plg}$$

$$\delta = 1 - \frac{d'}{\rho} = 1 - \frac{0.937}{5} = 0.813 \text{ plg}$$

$$p = \frac{b'}{a} = \frac{1.389}{1.517} = 0.916 \text{ plg}$$

Cálculo de α , t_e , Q y B_e .

$$t_e = \sqrt{\frac{(4.44)(40.5)(1.389)}{(5)(36)}} = 1.178$$

$$\alpha = \frac{1}{0.813} \left[\frac{25/40.5}{(0.565/1.178)^2} - 1 \right] = 2.070$$

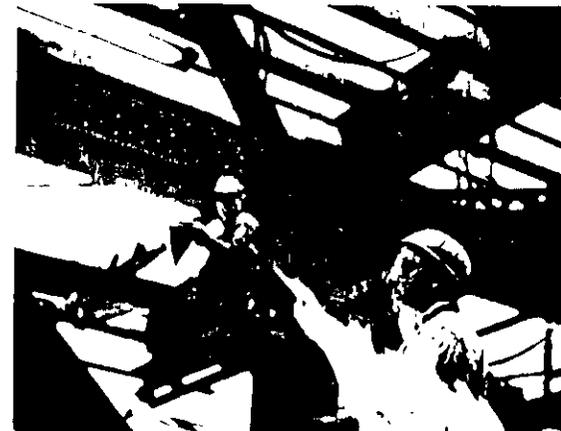
$$Q = (40.5)(0.813)(2.070)(0.916) \left(\frac{0.565}{1.178} \right)^2 = 14.36 \text{ klb}$$

$$B_e = 25 + 14.36 = 39.36 \text{ klb} < 40.5 \text{ klb}$$

La conexión es satisfactoria**13-5 NOTAS HISTORICAS SOBRE LOS REMACHES**

Durante muchos años los remaches fueron el método aceptado para conectar los elementos de las estructuras de acero. Sin embargo, actualmente éstos no proporcionan las conexiones más económicas. Se emplean aún ocasionalmente, pero su uso ha declinado a tal grado que la mayor parte de los fabricantes de acero en los Estados Unidos han descontinuado el remachado por completo. Sin embargo, es conveniente que el proyectista conozca la técnica del remachado aunque jamás tenga que diseñar una estructura remachada; podría suceder que tuviese que analizar con cargas nuevas o ampliar una estructura remachada ya existente. El propósito de las siguientes secciones es presentar una breve introducción al análisis y diseño de remaches.

Los remaches usados en la construcción de estructuras se fabrican por lo general con aceros suaves que no se vuelvan frágiles al calentarlos y martillarlos para formar sus cabezas. El remache común consta de un vástago cilíndrico de acero con una cabeza redondeada en uno de sus extremos. Se calienta en la obra a un color rojo cereza (aproximadamente 1800° F), se inserta en el agujero y se le forma una cabeza en el otro extremo por medio de una pistola remachadora accionada con aire comprimido. La pistola, que tiene una depresión en su extremo para dar a la cabeza del remache una forma adecuada, aplica a éste una rápida sucesión de golpes.



Trabajando con remaches calientes. (Cortesía de IR Construction Products Co.)

Conexiones soldadas

14-1 GENERALIDADES

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. Resulta imposible determinar exactamente cuándo se originó la soldadura, pero sucedió hace varios miles de años. El arte de trabajar metales, incluyendo la soldadura, fue un arte en la antigua Grecia desde hace por lo menos tres mil años, pero la soldadura se había practicado, sin duda alguna, durante muchos siglos antes de aquellos días. La soldadura antigua era probablemente un proceso de forja en el que los metales eran calentados a cierta temperatura (no a la de fusión) y unidos a golpe de martillo.

Aunque la soldadura moderna existe desde hace bastantes años, es hasta en las últimas décadas que ha adquirido gran importancia en la ingeniería estructural. La adopción de la soldadura estructural fue muy lenta durante varias décadas, porque muchos ingenieros pensaban que tenía dos grandes desventajas: (1) que tenía poca resistencia a la fatiga en comparación con las conexiones atornilladas o remachadas y (2) que era imposible asegurar una alta calidad de soldadura si no se contaba con una inspección irracionalmente amplia y costosa.

Estas apreciaciones negativas persistieron durante muchos años, aunque las pruebas parecían indicar que ninguna de las razones era válida. Haciendo caso omiso de la validez de los temores mencionados, éstas se mantuvieron en todos los órdenes e indudablemente retardaron el uso de la soldadura, en particular en los puentes carreteros y en mayor escala en los puentes ferroviarios. En la actualidad, la mayoría de los ingenieros aceptan que las juntas soldadas tienen una resistencia considerable a la fatiga. También se admite que las reglas que gobiernan la calificación de los soldadores, las mejores técnicas utilizadas y los requerimientos para la mano de obra de las especificaciones de la AWS (American Welding Society), hacen de la inspección de la soldadura un problema menos difícil. Como consecuencia, la soldadura se permite ahora en casi todos los trabajos estructurales, excepto en algunos puentes.



Fabricación de traveses armados para un puente de la Autopista Connecticut. (Cortesía de la Lincoln Electric Company.)

Respecto al temor a la soldadura, es interesante considerar los barcos soldados; éstos están sujetos a cargas de impacto realmente severas y difíciles de predecir, pero aun así los arquitectos navales usan con gran éxito barcos totalmente soldados. Un planteamiento similar puede hacerse para los aeroplanos y los ingenieros en aeronáutica que utilizan la soldadura. La adopción de la soldadura estructural ha sido más lenta en los puentes ferroviarios. Estos puentes están indudablemente sujetos a cargas más pesadas que los puentes carreteros, a mayores vibraciones y a más inversiones de esfuerzos, pero, ¿son éstas condiciones de esfuerzos tan serias y tan difíciles de predecir como aquellas en los barcos y aviones?

14-2 VENTAJAS DE LA SOLDADURA

Actualmente es posible aprovechar las grandes ventajas que la soldadura ofrece, ya que los temores de fatiga e inspección se han eliminado casi por completo. Algunas de las muchas ventajas de la soldadura, se presentan en los párrafos siguientes:

1. Para la mayoría de la gente, la primera ventaja está en el área de la economía, porque el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas, así como la eliminación de las cabezas de remaches o tornillos. En algunas estructuras de puente es posible ahorrar hasta un 15% o más del peso de acero con el uso de soldadura.

La soldadura también requiere menos trabajo que el que se necesita para el remachado, porque un soldador puede reemplazar a la cuadrilla normal remachadora de cuatro hombres.

2. La soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos. Considere una columna de tubo de acero y las dificultades para conectarla a los otros miembros de acero, con remaches o tornillos. Una conexión remachada o atornillada puede resultar virtualmente imposible, pero una conexión soldada, no presentará dificultades. El lector puede apreciar muchas otras situaciones similares, donde la soldadura tiene decidida ventaja.

3. Las estructuras soldadas son estructuras más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. Las conexiones con remaches o tornillos, se realizan a menudo a través de ángulos de conexión o placas que se deforman debido a la transferencia de carga, haciendo más flexible la estructura completa. Por otra parte, la mayor rigidez puede ser una desventaja donde se necesiten conexiones de extremo simples, con baja resistencia a los momentos. En tal caso, el calculista debe tener cuidado de especificar el tipo de junta.

4. El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones. Esta ventaja de la continuidad ha permitido la erección de un sin fin de estructuras de acero estáticamente indeterminadas, esbeltas y agraciadas, en todo el mundo. Algunos de los más prominentes defensores de la soldadura se han referido a las estructuras remachadas y atornilladas, con sus pesadas placas y gran número de remaches o tornillos, semejantes a tanques o carros blindados, al compararlas con las limpias y suaves líneas de las estructuras soldadas. La ilustración gráfica de esta ventaja, la tiene el lector si compara las conexiones resistentes a momento, de la fig. 15-4.

5. Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje (y a menor costo), si se usa soldadura. En relación con esta ventaja se tiene el caso de las reparaciones realizadas con soldadura en equipo militar en condiciones de batalla durante las décadas pasadas.

6. Otro detalle que a menudo es importante es lo silencioso que resulta soldar. Imagínese la importancia de este hecho cuando se trabaja cerca de hospitales o escuelas, o cuando se realizan adiciones a edificios existentes. Cualquiera que tenga un oído cercano a lo normal, que haya intentado trabajar en una oficina a pocos cientos de pies de un trabajo de remachado, estará de acuerdo con esta ventaja.

7. Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

14-3 TIPOS DE SOLDADURA

Aunque se dispone tanto de soldadura con gas como con arco, casi toda la soldadura estructural es de arco. En 1801, Sir Humphry Davy descubrió cómo crear un arco

eléctrico al acercar dos terminales de un circuito eléctrico de voltaje relativamente alto. Aunque por lo general se le da crédito por el descubrimiento de la soldadura moderna, en realidad pasaron muchos años, antes de que la soldadura se efectuara con el arco eléctrico. (Su trabajo fue de la mayor importancia para el mundo estructural moderno, pero es interesante saber que mucha gente opina que su mayor descubrimiento no fue el arco eléctrico, sino más bien un asistente de laboratorio cuyo nombre era Michael Faraday.) Varios europeos idearon soldaduras de uno u otro tipo en la década de 1880 con el arco eléctrico, mientras que en Estados Unidos la primera patente para soldadura de arco fue expedida a favor de Charles Coffin, de Detroit, en 1889.¹

Las figuras que siguen en este capítulo muestran la necesidad de proporcionar metal de aportación a las juntas que se sueldan, para lograr una conexión satisfactoria. En la soldadura de arco eléctrico, la barra metálica que se usa, denominada electrodo, se funde dentro de la junta a medida que ésta se realiza. Cuando se usa soldadura por gas, es necesario introducir una barra metálica conocida como *llenador* o *barra de soldar*.

En la soldadura por gas, en la boquilla de un maneral o soplete, ya sea manejado por el soldador o por una máquina automática, se quema una mezcla de oxígeno con algún tipo adecuado de gas combustible; el gas que se utiliza comúnmente en soldadura estructural, es acetileno, y el proceso recibe el nombre de soldadura oxiacetilénica. La flama producida puede utilizarse tanto para corte de metales como para soldar. La soldadura por gas es muy fácil de aprender y el equipo necesario para efectuarla es relativamente barato. Sin embargo, es un proceso algo lento comparado con algunos otros y normalmente se usa para trabajos de reparación y mantenimiento y no para la fabricación y montaje de grandes estructuras.

En la soldadura por arco se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el electrodo lo sostiene el operador con algún tipo de maneral o una máquina automática. El arco es una chispa continua, entre el electrodo y las piezas que se sueldan, provocando la fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan, convierte la energía eléctrica en calor. Se produce en el arco una temperatura que fluctúa entre los 6 000 y 10 000° F (3 200 y 5 500° C). A medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotitas o globulitos de metal fundido, que son forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura. El grado de penetración puede controlarse con precisión por la corriente consumida. Puesto que las gotitas fundidas de los electrodos, en realidad son impulsadas en la soldadura, la soldadura de arco puede usarse con éxito en trabajos en lo alto.

El acero fundido en estado líquido puede contener una cantidad muy grande de gases en solución, y si no hay protección contra el aire circundante, aquél puede combinarse químicamente con el oxígeno y el nitrógeno. Después de enfriarse, las soldaduras quedarán relativamente porosas debido a pequeñas bolsas formadas por

¹ Lincoln Electric Company, *Procedure Handbook of Arc Welding Design and Practice* (Manual de Soldadura; diseño y práctica), 11a. edición, 1957, primera parte.

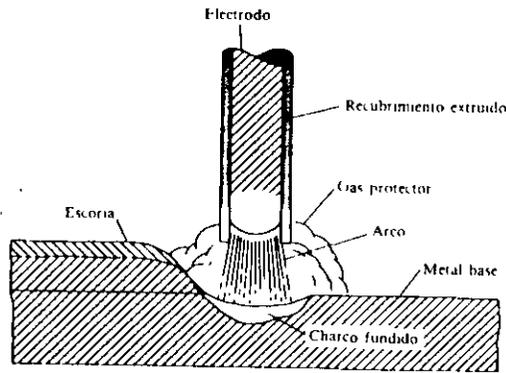


Figura 14-1 Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SAP)

los gases. Esas soldaduras son relativamente quebradizas y tienen mucha menor resistencia a la corrosión. Una soldadura debe protegerse utilizando un electrodo recubierto con ciertos compuestos minerales. El arco eléctrico hace que el recubrimiento se funda, creando un gas inerte o vapor alrededor del área que se suelda. El vapor actúa como un protector alrededor del metal fundido y lo protege de quedar en contacto directo con el aire circundante. También deposita escoria en el metal fundido, que tiene menor densidad que el metal base y sale a la superficie, protegiendo a la soldadura del aire mientras se enfría. Después del enfriamiento, la escoria puede removerse fácilmente con una piqueta, o con un cepillo de alambre (esa remoción es indispensable antes de la aplicación de la pintura o de otra capa de soldadura). En la fig. 14-1, se muestran los elementos del proceso de soldadura por arco protegido. Este esquema se tomó del *Procedure Handbook of Arc Welding Design & Practice* (Manual de procedimientos para el diseño y práctica de la soldadura por arco), publicado por la Lincoln Electric Company.

El tipo de electrodo utilizado es muy importante, y afecta decididamente las propiedades de la soldadura tales como resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Se fabrican un buen número de diferentes tipos de electrodos, y el tipo por utilizar en cierto trabajo depende del tipo de metal que se suelda, la cantidad de material que se necesita depositar, la posición del trabajo, etc. Los electrodos se dividen en dos clases generales —los electrodos con *recubrimiento ligero* y los electrodos con *recubrimiento pesado*.

Los electrodos con recubrimiento pesado se utilizan normalmente en la soldadura estructural, porque al fundirse sus recubrimientos se produce una protección de vapor o atmósfera muy satisfactoria alrededor del trabajo, así como escoria de protección. Las soldaduras resultantes son más fuertes, más resistentes a la corrosión y más dúctiles que las realizadas con electrodos con recubrimiento ligero. Cuando se usan electrodos con recubrimiento ligero, no se intenta prevenir la oxidación

y no se forma escoria. Los electrodos se recubren ligeramente con algún estabilizador químico del arco, tal como la cal.

Otro tipo de proceso es la soldadura por arco sumergido (o escondido). En este proceso el arco se cubre con un montón de material fusible granular por lo que queda oculto a la vista. Un electrodo metálico desnudo se desenrolla de un carrete, se funde y se deposita como material de aportación o relleno. Las soldaduras por arco sumergido (SAS) se realizan rápida y eficientemente, son de gran calidad, con alta resistencia al impacto y a la corrosión y muestran muy buena ductilidad. Además, tienen una mayor penetración, por lo que el área efectiva para resistir cargas es mayor. Un gran porcentaje de las soldaduras hechas en estructuras de puentes es SAS. Si se usa un solo electrodo, el tamaño de la soldadura que se obtiene con un solo pase es limitada. Sin embargo, pueden usarse múltiples electrodos, sin límite en el tamaño de la soldadura. La posición de trabajo para la SAS debe ser plana u horizontal.

14-4 INSPECCION DE LAS SOLDADURAS

Para asegurarse de una buena soldadura en un trabajo determinado, deben seguirse tres pasos: 1) establecer buenos procedimientos de soldadura, 2) usar soldadores calificados, y 3) emplear inspectores competentes en el taller y en la obra.

Cuando se siguen los procedimientos establecidos por la AWS y la AISC para buenas soldaduras y cuando se utilizan los servicios de buenos soldadores, que previamente hayan demostrado su habilidad, es seguro que se obtendrán buenos resultados; sin embargo, la seguridad absoluta sólo se tendrá cuando se utilicen inspectores capaces y calificados.

Para lograr una buena soldadura, existe una serie de factores entre los que pueden mencionarse la selección apropiada de electrodos, corriente y voltaje; propiedades del metal base y de aportación; posición de la soldadura. La práctica usual en los trabajos grandes es emplear soldadores que tienen certificados que muestran sus calificaciones. Además, no es mala práctica que cada soldador ponga una marca de identificación en cada una de sus soldaduras, de modo que las personas que muy a menudo realizan un mal trabajo puedan ser localizadas. Esta práctica probablemente mejore la calidad general del trabajo realizado.

Inspección visual

Otro factor que ayudará a los soldadores a realizar un mejor trabajo, es justamente la presencia de un inspector que ellos consideren que sabrá apreciar un buen trabajo cuando lo vea. Para hacer de un hombre un buen inspector, es conveniente que él mismo haya soldado y que haya dedicado bastante tiempo a observar el trabajo de buenos soldadores. A partir de esta experiencia, él será capaz de saber si un soldador está logrando la fusión y penetración satisfactorias. También debe reconocer buenas soldaduras en su forma, dimensiones y apariencia general. Por ejemplo, el metal en



Soldadora Lincoln ML-3 sobre tractor de propulsión propia, sin rieles, deposita un cordón de soldadura de 1/4 plg entre alma y patín a una velocidad de 28 plg/min. (Cortesía de la Lincoln Electric Company.)

una buena soldadura se aproximará a su color original después de enfriarse. Si se ha calentado demasiado, tendrá un tono mohoso o apariencia rojiza. Puede utilizar diversas escalas y escantillones para verificar las dimensiones y formas de la soldadura.

La inspección visual de un hombre capaz, probablemente dará una buena indicación de la calidad de las soldaduras, pero no es una fuente de información perfecta por lo que hace a la condición interior de la soldadura. Existen diversos métodos para determinar la calidad interna o sanidad de una soldadura. Estos métodos incluyen: tinturas penetrantes y partículas magnéticas, ensayos con ultrasonido y procedimientos radiográficos, los cuales permiten descubrir defectos internos tales como porosidades, faltas de fusión o presencia de escorias.

Líquidos penetrantes

Diversos tipos de tinturas pueden extenderse sobre las superficies de soldadura; estos líquidos penetrarán en cualquier defecto como grietas que se encuentren en la superficie y sean poco visibles; después de que la tintura ha penetrado en las grietas, se limpia el exceso de ésta y se aplica un polvo absorbente, el cual hará que la tintura salga a la superficie y revelará la existencia de la grieta, delineándola en forma visi-

14-4 Inspección de las soldaduras

ble al ojo humano. Una variante de este método consiste en usar un líquido fluorescente, que una vez absorbido se hace brillantemente visible bajo el examen con luz negra.²

Partículas magnéticas

En este proceso, la soldadura por inspeccionar se magnetiza eléctricamente, los bordes de las grietas superficiales o cercanas a la superficie se vuelven polos magnéticos (norte y sur a cada lado de la grieta) y si se esparce polvo seco de hierro o un líquido con polvo en suspensión, el fantasma magnético es tal que queda detectada la ubicación, forma y aun tamaño de la grieta. La desventaja del método es que en caso de una soldadura realizada con cordones múltiples, el método debe aplicarse para cada cordón.

Prueba ultrasónica

En años recientes, la industria del acero ha aplicado el ultrasonido a la manufactura del acero; si bien el equipo es costoso, el método es bastante útil también en la inspección de soldadura. Las ondas sónicas se envían a través del material que va a probarse y se reflejan desde el lado opuesto de éste; la onda reflejada se detecta en un tubo de rayos catódicos; los defectos en la soldadura afectan el tiempo de transmisión del sonido y el operador puede leer el cuadro del tubo, localizar las fallas y conocer qué tan importantes son.

Procedimientos radiográficos

Los métodos radiográficos, que son más costosos, pueden utilizarse para verificar soldaduras ocasionales en estructuras importantes. Mediante estas pruebas es posible realizar una buena estimación del porcentaje de soldaduras malas en una estructura. El uso de máquinas de rayos-X portátiles, donde el acceso no es un problema y el uso de radio o cobalto radiactivo para tomar fotografías, son métodos de prueba excelentes pero costosos. Resultan satisfactorios en soldaduras a tope (por ejemplo; soldadura de tuberías importantes de acero inoxidable en los proyectos de energía atómica) pero no son satisfactorios para soldaduras de filete, ya que las fotografías son difíciles de interpretar. Una desventaja adicional de estos métodos es el peligro de la radiactividad. Deben utilizarse procedimientos cuidadosos para proteger tanto a los técnicos como a los trabajadores cercanos. En el trabajo de las construcciones normales, este peligro posiblemente requiera la inspección nocturna cuando sólo unos pocos trabajadores se encuentran cerca del área de inspección. (Por lo general se requerirá una estructura muy grande o importante antes de que el uso extremadamente costoso del material radiactivo pueda justificarse.)

² James Hughes, *It's Superinspector* (Es el superinspector), *Steelways* 25, núm. 4 (Nueva York: AISI, sept./oct., 1969), págs. 19-21

Una conexión soldada, bien hecha, puede resultar mucho más resistente (tal vez $1\frac{1}{2}$ o 2 veces) que las partes conectadas. Como consecuencia, la resistencia real es mucho mayor que la requerida por las especificaciones. Las causas de esta resistencia adicional son las siguientes: los electrodos se fabrican con acero especial, el metal se funde eléctricamente (tal como en la manufactura de los aceros de alta calidad) y la rapidez de enfriamiento es mayor. Por todo esto es poco probable que un soldador haga una soldadura con menor resistencia que la requerida por el diseño.

14-5 CLASIFICACION DE LAS SOLDADURAS

Existen tres clasificaciones para las soldaduras, mismas que se describen en los siguientes párrafos; se basan en el tipo de soldadura realizada, posición de las soldaduras y tipo de junta.

Tipo de soldadura

Los dos tipos principales de soldaduras son las *soldaduras de filete* y *de ranura*. Existen además las soldaduras de tapón y de muesca que no son comunes en el trabajo estructural. Estos cuatro tipos de soldadura se muestran en la fig. 14-2.

Las soldaduras de filete han demostrado ser más débiles que las soldaduras de ranura; sin embargo, la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldaduras de filete (aproximadamente el 80%). Cualquier persona que haya tenido experiencia en estructuras de acero entenderá el porqué las soldaduras de filete son más comunes que las soldaduras de ranura. Las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano. Usarlas en cualquier situación implicaría un ensamble perfecto de los miembros por conectar, cosa que lamentablemente no sucede en la estructura común y corriente. Muchos lectores han visto a los operarios tirando de y golpeando miembros de acero para ponerlos en posición. Cuando se pueden traslapar los miembros de acero, se permiten tolerancias mayores en el montaje, siendo las soldaduras de filete las que se utilizan. Sin embargo, las soldaduras de ranura son bastante comunes en muchas conexiones tales como los empalmes en columnas y las conexiones de patines de vigas a columnas,

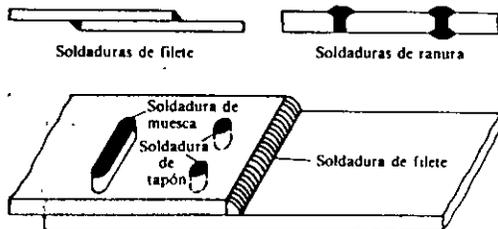


Figura 14-2

14-5 Clasificación de las soldaduras

etc. Las soldaduras de ranura comprenden alrededor del 15% de las soldaduras estructurales.

Una soldadura de tapón es una soldadura circular que une dos piezas, en una de las cuales se hace la o las perforaciones necesarias para soldar. Una soldadura de muesca es una soldadura formada en una muesca o agujero alargado que une un miembro con otro a través de la muesca. La soldadura puede llenar parcial o totalmente la muesca. Estos tipos de soldaduras pueden utilizarse cuando los miembros se traslapan y no se tiene la longitud del filete de soldadura. También pueden utilizarse para unir partes de un miembro como en el caso de tener que fijar las cubreplacas en un miembro compuesto.

Las soldaduras de tapón y las de muescas no se consideran en general adecuadas para transmitir fuerzas de tensión perpendiculares a la superficie de contacto. La razón es que usualmente no se tiene mucha penetración de la soldadura en el miembro situado abajo del tapón o muesca; la resistencia a la tensión la proporciona principalmente la penetración.

Algunos proyectistas estructurales consideran satisfactorias las soldaduras de tapón y de muesca para conectar las diferentes partes de un miembro, pero otros no las consideran adecuadas para transmitir fuerzas cortantes. La penetración en estas soldaduras es siempre dudosa y además pueden contener poros que no se detectan con los procedimientos comunes de inspección.

Posición

Las soldaduras se clasifican respecto a la posición en que se realizan como: planas, horizontales, verticales y en la parte superior, siendo las planas las más económicas y las de la parte superior las más costosas. Un buen soldador puede realizar una soldadura plana en forma muy satisfactoria, pero sólo los mejores soldadores pueden hacerla en la parte superior. Aunque las soldaduras planas pueden hacerse automáticamente, gran parte de la soldadura estructural se realiza a mano. Se ha indicado

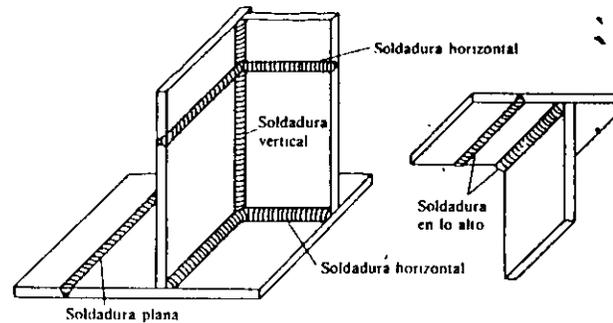


Figura 14-3

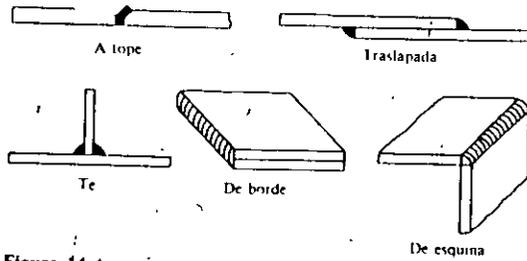


Figura 14-4

previamente que no es necesaria la fuerza de la gravedad para efectuar buenas soldaduras, pero sí puede acelerar el proceso. Los glóbulos de los electrodos fundidos pueden forzarse hacia los cordones de soldadura depositados sobre la parte superior y resultan buenas soldaduras, pero el proceso es lento y caro por lo que debe evitarse esta posición siempre que sea posible. Estos tipos de soldadura se muestran en la fig. 14-3.

Tipos de juntas

Las soldaduras también pueden clasificarse de acuerdo con el tipo de junta usada: a tope, traslapada, en te, de canto, en esquina, etc. Estos tipos de juntas se muestran en la fig. 14-4.

14-6 SIMBOLOS PARA SOLDADURA

La fig. 14-5 presenta el método de identificación de soldaduras mediante símbolos, desarrollado por la *American Welding Society* (Sociedad Americana de Soldadura). Con este excelente sistema taquigráfico, se da toda la información necesaria con unas cuantas líneas y números, ocupando apenas un pequeño espacio en los planos y dibujos de ingeniería. Estos símbolos eliminan la necesidad de dibujos de las soldaduras y hacer largas notas descriptivas. Ciertamente es conveniente para los proyectistas y dibujantes utilizar este sistema estándar. Si la mayoría de las soldaduras indicadas en un dibujo son de las mismas dimensiones, puede ponerse una nota y omitir los símbolos, excepto en las soldaduras fuera de medida.

El propósito de esta sección no es enseñar al lector todos los símbolos posibles, sino más bien darle una idea general de éstos y la información que pueden contener. Para mayores datos puede consultar la información detallada publicada por la AWS, reimpressa en muchos manuales (incluyendo el manual LRFD). A primera vista, la información presentada en la fig. 14-5, probablemente es confusa para el lector. Por esta razón se presentan en la fig. 14-6 algunos de los símbolos de soldaduras de filete, junto con la explicación de cada uno.

SIMBOLOS BASICOS DE LA SOLDADURA													
POSTERIOR	FILETE	LAPON O RANURA	Ranura o a tope						ENSANCHAMIENTO V	ENSANCHAMIENTO DE BISEL			
			CUADRADO	V	BISEL	U	J						
SIMBOLOS COMPLEMENTARIOS													
RESPALDO	ESPACIADO	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO		Véase la AWS A.2 4-79 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura							
				NIVELADO	CONVEXO								
LOCALIZACION ESTANDAR DE LOS ELEMENTOS DE UN SIMBOLO DE SOLDADURA													
Acabado	Contorno	Abertura en la raíz, profundidad del relleno en muescas y tapones	Garganta efectiva	Profundidad de la preparación o tamaño en pulgadas	Línea de referencia	Especificación, proceso u otras referencias	Cola (se omite cuando no hay referencias)	Símbolo básico o referencia de detalle	Angulo de ranura o ángulo incluido en soldaduras de tapón	Longitud de soldadura en pulgadas	Paso (espaciamiento entre centros) de soldadura en pulgadas	Soldadura de campo	Soldadura todo alrededor
<p>Nota</p> <p>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 Δ, ∇, ∇, ∇ debe estar a la izquierda.</p> <p>Las soldaduras en los lados cercano y alejado son del mismo tamaño a menos que se indique otra cosa. Las dimensiones de los filetes deben mostrarse en ambos lados.</p> <p>La punta de la bandera del símbolo de campo debe señalar hacia la cola.</p> <p>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.</p> <p>Estos símbolos no se refieren al caso de ocurrencia frecuente en las estructuras en donde material duplicado (por ejemplo, atiesadores) se localiza en el lado posterior de una placa de nudo o alma. Los fabricantes han adoptado la siguiente convención de estructuras cuando en la lista de embarque se detecte la existencia de material en el lado posterior, la soldadura para ese lado será la misma que para el lado anterior.</p>													

Figura 14-5

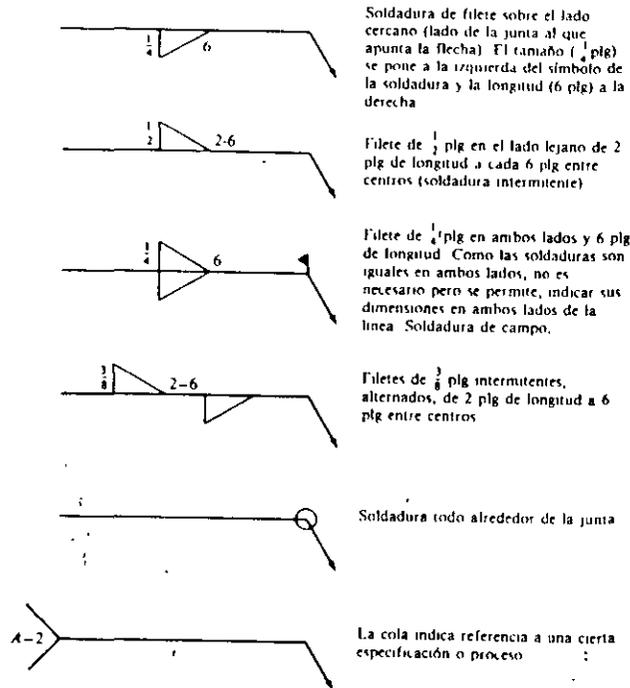


Figura 14-6

14-7 SOLDADURAS DE RANURA

Cuando la penetración es completa y las soldaduras de ranura están sujetas a tensión o compresión axial, el esfuerzo en la soldadura se supone igual a la carga, dividida entre el área transversal neta de la soldadura. En la fig. 14-7 se muestran tres tipos de soldadura de ranura. La unión sin preparación a escuadra, mostrada en la parte (a) de la figura, se utiliza para unir material relativamente delgado, de hasta aproximadamente $\frac{5}{8}$ plg (7.9 mm) de espesor. A medida que el material es más grueso, es necesario usar soldaduras de ranura en V, y de soldaduras de ranura en doble-V como las ilustradas en las partes (b) y (c) de la fig. 14-7, respectivamente. En estas dos soldaduras, los miembros se biselan o preparan antes de soldarse, para permitir la penetración total de la soldadura.

Se dice que las soldaduras de ranura mostradas en la fig. 14-7 tienen *refuerzo*. El refuerzo es metal de aportación que hace mayor la dimensión de la garganta que la del espesor del material soldado. En función del refuerzo, las soldaduras de ranura

14-7 Soldaduras de ranura

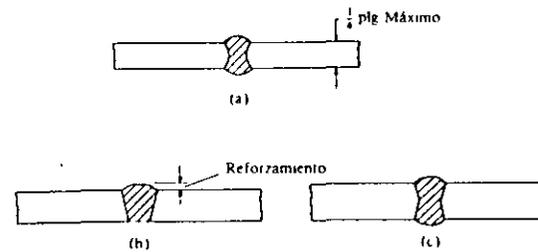


Figura 14-7

se llaman soldaduras de 100%, 125%, 150% etc., según sea el espesor extra en la soldadura. Existen dos razones principales para tener refuerzo, que son: (1) el refuerzo de cierta resistencia extra porque el metal adicional contrarresta los poros y otras irregularidades, y (2) al soldador le es más fácil realizar una soldadura un poco más gruesa que el material soldado. El soldador tendría dificultad, si no es que una tarea imposible, para realizar soldaduras perfectamente lisas, sin que hubiera partes ni más gruesas ni más delgadas que el material soldado.

Es indudable que el refuerzo origina soldadura de ranura más fuertes, cuando van a estar sujetas a cargas relativamente estáticas. Sin embargo, cuando la conexión va a estar a cargas repetidas y vibratorias, el refuerzo no resulta tan satisfactorio porque las concentraciones de esfuerzos parecen desarrollarse en el refuerzo y contribuyen a una falla más rápida. Para tales casos, una práctica común es suministrar refuerzo y luego rebajarlo enrasándolo con el material conectado.

En la fig. 14-8 se muestran algunas de las preparaciones necesarias en los bordes, para las soldaduras de ranura. En la parte (a) se muestra un borde biselado. Cuando se usan estos bordes existe siempre el problema de la socavación; ésta se puede reducir dándole al bisel una porción recta (b) o usando una solera de respaldo (c). Las soleras de respaldo generalmente se hacen a base de placa de cobre de $\frac{1}{4}$ plg

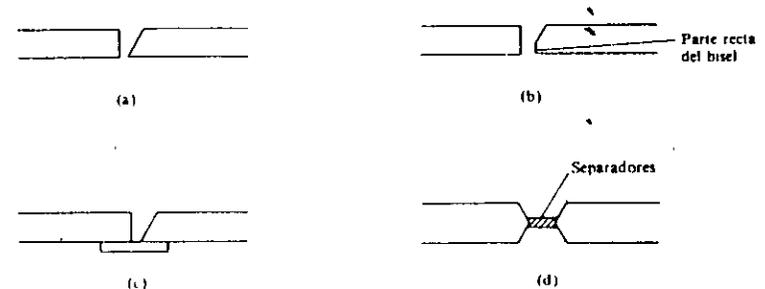


Figura 14-8 Preparación de los bordes para soldaduras de ranura. (a) Canto biselado. (b) Bisel con parte recta. (c) Bisel con placa de respaldo. (d) Bisel doble con separador.

de espesor. El metal de aportación no se adhiere al cobre y éste tiene una muy alta conductividad que resulta útil para remover el exceso de calor y reducir la distorsión. En ocasiones se usan respaldos de acero, los que generalmente se dejan para que formen parte de la conexión. Las porciones rectas en los biselos no deben usarse junto con los respaldos, debido al riesgo de que se formen bolsas de gas que impidan la penetración completa. Cuando se usan bordes de doble bisel (d) a veces se introducen separadores para prevenir la socavación, éstos se remueven después de soldar por un lado de la junta.

Desde el punto de vista de la solidez, de la resistencia al impacto y a esfuerzos repetitivos, y de la cantidad de metal de aporte requerido, se prefieren las soldaduras de ranura a las de filete, aunque desde otros puntos de vista no son tan atractivas, por lo que la inmensa mayoría de las soldaduras estructurales son de filete. Si bien las soldaduras de ranura tienen esfuerzos residuales más altos y las preparaciones (tales como el empalmado y biselado) de los bordes de los miembros por unir, son costosos, probablemente la mayor desventaja es el problema que representa la preparación de las piezas para su ensamble en la obra. Las ventajas de las soldaduras de filete a este respecto, se describieron en la sección 14-5. Por estas razones las juntas a tope en obra no se usan con frecuencia, excepto en trabajos pequeños o en los que los miembros fueron fabricados un poco más largos y cortados en la obra a las longitudes necesarias.

En ocasiones, las conexiones se diseñan de manera que las soldaduras de ranura no se extienden sobre el espesor total de las partes conectadas. Estas soldaduras se denominan de *penetración parcial*. En las especificaciones se presentan requisitos especiales de diseño para estas soldaduras.

14-8 SOLDADURAS DE FILETE

Las pruebas han mostrado que las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes en soldaduras de filete que se establecen en las especificaciones para soldadura, son esfuerzos de corte. Cuando sea práctico usar soldadura de filete es conveniente arreglar las conexiones de modo que estén sujetas únicamente a esfuerzos de corte, y no a la combinación de corte y tensión, o corte y compresión.

Cuando las soldaduras de filete se prueban a la ruptura, parecen fallar por corte en ángulos de aproximadamente 45° a través de la garganta. Por consiguiente, su resistencia se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la garganta de la soldadura. El grueso teórico de la garganta de diversas soldaduras de filete se muestra en la fig. 14-9. El área de la garganta es igual al grueso teórico de ésta por la longitud de la soldadura. En esta figura, la raíz de la soldadura es el punto donde las superficies de las caras de las piezas de metal original se intersecan, y la garganta teórica de la soldadura es la distancia más corta de la raíz de la soldadura a la superficie externa de ésta.

Para el filete de 45° o de lados iguales, el grueso de la garganta es 0.707 veces

14-8 Soldaduras de filete

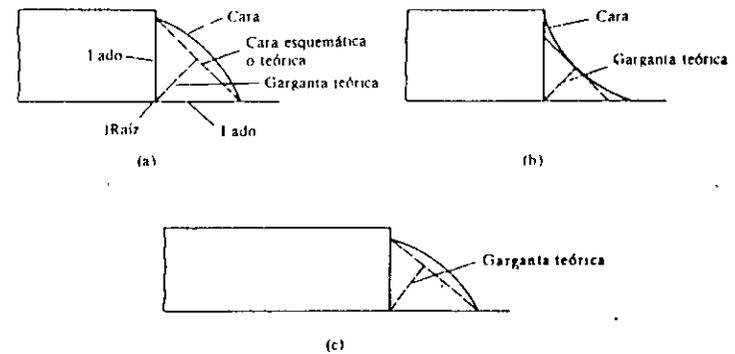


Figura 14-9 (a) Superficie convexa. (b) Superficie cóncava. (c) Soldadura de filete de lados desiguales.

el tamaño de la soldadura, pero tiene diferentes valores para soldaduras de filete de lados desiguales. La soldadura de filete de preferencia debe tener una superficie plana o ligeramente convexa, aunque la convexidad de la soldadura no se suma a su resistencia calculada. A primera vista, la superficie cóncava podría parecer la forma ideal para la soldadura de filetes porque aparentemente los esfuerzos podrían fluir suave y uniformemente alrededor de la esquina con poca concentración de esfuerzo. La experiencia de años ha demostrado que los cordones de paso simple de forma cóncava, tienen gran tendencia a agrietarse por efecto del enfriamiento y este factor es de más importancia que el efecto alisador de esfuerzos debido a la forma.

Cuando un filete cóncavo se contrae, en su superficie tiene lugar una tensión que lo tiende a agrietar, en tanto que si es convexa, la contracción no provoca tensión en la superficie exterior, sino al contrario, como la cara se acorta, se produce compresión.

Otro detalle importante con respecto a la forma de las soldaduras de filete, es el ángulo de la soldadura con las piezas que se sueldan. El valor conveniente de este ángulo está en la vecindad de los 45° . Para las soldaduras de filete a 45° las dimensiones de los lados son iguales y dichas soldaduras se conocen por la dimensión de sus lados (como soldadura de filete de $\frac{1}{4}$ plg). Si las dimensiones de los lados son

diferentes para una soldadura (no soldaduras a 45°) se dan las dimensiones de ambos lados para describir la soldadura (como una soldadura de filete de $\frac{3}{8}$ por $\frac{1}{2}$ plg).

El proceso de soldadura por arco sumergido automático (SAS) proporciona una mayor penetración que el proceso usual de arco protegido; por ello el LRFD permite que se use un área de garganta mayor en las soldaduras hechas mediante este proceso. En su sección J2.2a, las especificaciones LRFD establecen que el espesor de la garganta efectiva para filetes hechos con el proceso SAS con lados de $\frac{3}{8}$ plg o menores, será igual al lado del filete. Para filetes mayores, el espesor de la garganta efectiva será igual al espesor teórico de la garganta más 0.11 plg.

14-9 RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

Para esta exposición se hace referencia a la fig. 14-10. Como se indicó previamente, el esfuerzo en una soldadura se considera igual a la carga P dividida entre el área de la garganta efectiva de la soldadura. Este método para determinar la resistencia de soldaduras de filete, se usa sin tomar en cuenta la dirección de la carga. Las pruebas han demostrado que los filetes transversales son un tercio más resistentes que los filetes longitudinales, pero este hecho no es reconocido por la mayor parte de las especificaciones, con el fin de simplificar los cálculos. Una razón del porqué los filetes transversales son más fuertes, es que el esfuerzo está más uniformemente repartido en su longitud total, en tanto que en los filetes longitudinales se reparte en forma dispereja debido a deformaciones que varían a lo largo de la soldadura. Otra razón para su mayor resistencia la dan las pruebas que muestran que la rotura ocurre a un ángulo diferente de 45° , dándoles un área de garganta efectiva mayor.

14-10 REQUISITOS DEL LRFD

En las soldaduras el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base. Si las propiedades son comparables se dice que el metal de aportación es compatible

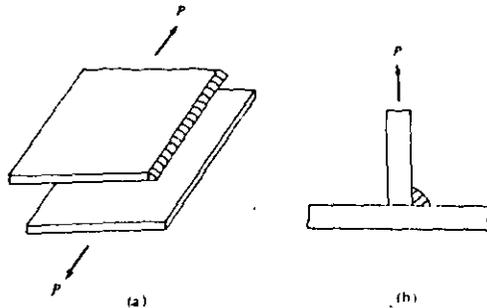
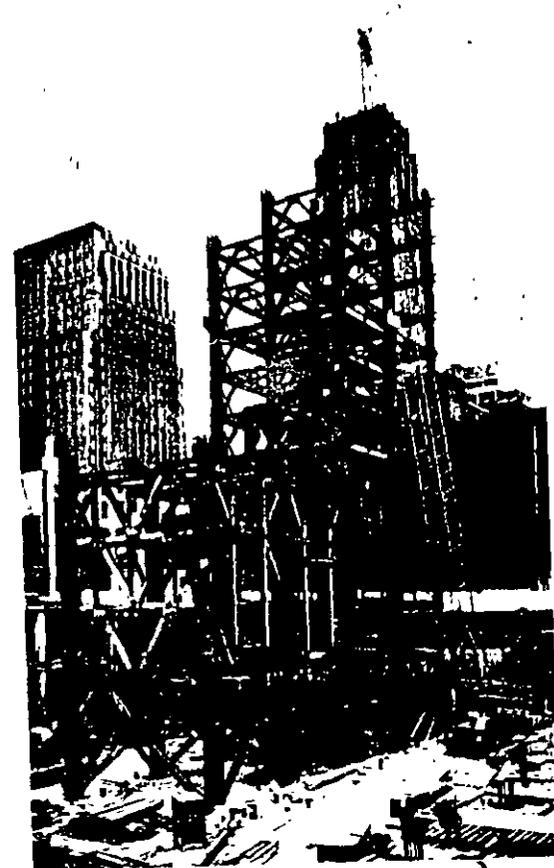


Figura 14-10 (a) Soldadura de filete longitudinal (b) Soldadura de filete transversal



Torre del banco Toronto Dominion de 56 pisos, totalmente soldada. (Cortesía de la Lincoln Electric Company.)

con el metal base. La tabla 4.1.1 de la AWS D1.1 proporciona información relativa a los metales de soldadura compatibles.

La tabla 14-1 (que es la tabla J2.3 de las especificaciones LRFD) proporciona las resistencias nominales de varios tipos de soldadura incluyendo las de filete, de tapón, de muesca y las de ranura con penetración completa y parcial.

La resistencia de diseño de una soldadura específica se toma como el menor de los valores ϕF_w (F_w es la resistencia nominal de la soldadura) y ϕF_{BM} (F_{BM} es la resistencia nominal del metal base).

TABLA 14-1 RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS

Tip. soldadura y esfuerzo ^a	Material	Factor ϕ de resistencia	Resistencia nominal F_m o F_u	Nivel de Resistencia requerido ^{b,c}
Soldadura de ranura con penetración completa				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	F_u	Debe usarse soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_u	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.90 0.80	$0.60 F_u$ $0.60 F_{EXX}$	
Soldaduras de ranura con penetración parcial				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_u	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura ^d				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Base, electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	
Tensión normal al área efectiva	Base, electrodo de soldadura	0.90 0.80	F_u $0.60 F_{EXX}$	
Soldaduras de filete				
Esfuerzo en el área efectiva	Base, electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura ^d	Base	0.90	F_u	
Soldaduras de tapón o muesca				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base, electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"

^aPara la definición de área efectiva véase la sección J2 de las especificaciones LRFD.

^bPara los metales de aportación "compatibles" véase la tabla 4.1.1 de la AWS D1.1

^cSe permite un metal de aportación con un nivel de resistencia mayor que el "compatible".

^dLas soldaduras de filete y las soldaduras de ranura con penetración parcial que unen componentes de miembros armados como en el caso de la unión del alma a los patines de una trabe, pueden diseñarse sin considerar los esfuerzos de tensión o compresión paralelos al eje de las soldaduras presentes en esos elementos

^eEl diseño del material conectado está regido por la sección J4 de las especificaciones LRFD

14-10 Requisitos del LRFD

Para las soldaduras de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es $0.60 F_{EXX}$ (F_{EXX} es la resistencia por clasificación del metal base) y ϕ es igual a 0.75. Si se tiene tensión o compresión paralela al eje de la soldadura, la resistencia nominal del metal base es F_u y ϕ es igual a 0.90. La resistencia de diseño por cortante de los miembros conectados es $\phi F_n A_n$ en donde $\phi = 0.75$, F_n es $0.6 F_u$ y A_n es el área neta sujeta a cortante.

Los electrodos para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En este sistema de clasificación la letra E significa electrodo y los dos primeros dígitos (como 60 o 70) indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura en klb/plg^2 . Los dígitos restantes designan la posición para soldar, corriente, polaridad, etc., información necesaria para el empleo correcto de un electrodo específico.

Además de los esfuerzos nominales dados en la tabla 14-1 existen otras recomendaciones del LRFD aplicables a la soldadura; algunas de las más importantes son las siguientes:

1. La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a $\frac{1}{4}$ de la longitud de la soldadura.

2. El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de material menor de $\frac{1}{4}$ plg de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso, no debe ser mayor que el espesor del material menos $\frac{1}{16}$ plg, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta. Para una placa con un espesor de $\frac{1}{4}$ plg, o mayor, es conveniente terminar la soldadura por lo menos a $\frac{1}{16}$ plg del borde para que el inspector pueda ver claramente el borde de la placa y determinar con exactitud las dimensiones de la garganta.

3. Los filetes permisibles mínimos según el LRFD se dan en la tabla 14-2 (tabla J2.5 de las especificaciones LRFD). Estos valores varían entre $\frac{1}{8}$ plg para material de $\frac{1}{4}$ plg de espesor o menor y $\frac{5}{16}$ plg para material con espesor mayor de $\frac{3}{4}$ plg. El tamaño mínimo práctico para la soldadura es de aproximadamente $\frac{1}{8}$ plg y el tamaño que probablemente resulta más económico es de alrededor de $\frac{1}{4}$ plg o $\frac{5}{16}$. La soldadu-

TABLA 14-2 TAMAÑOS MINIMOS PARA LAS SOLDADURAS DE FILETE

Espesor del material de la parte unida con mayor espesor (plg)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete ^a (plg)
Hasta $\frac{1}{4}$ inclusive	$\frac{1}{8}$
Mayor de $\frac{1}{4}$, hasta $\frac{1}{2}$ inclusive	$\frac{3}{16}$
Mayor de $\frac{1}{2}$, hasta $\frac{3}{4}$ inclusive	$\frac{1}{4}$
Mayor de $\frac{3}{4}$	$\frac{5}{16}$

^aDimensión del lado de los filetes

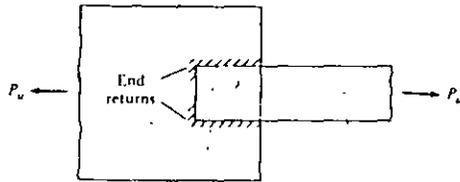


Figura 14-11

ra de $\frac{5}{16}$ plg es aproximadamente la máxima que puede hacerse en una sola pasada con el proceso de arco protegido (SAP) y la de $\frac{1}{2}$ plg cuando se usa el proceso de arco sumergido (SAS).

Estos tamaños mínimos no se desarrollaron con base en consideraciones de resistencia sino debido al hecho de que los materiales gruesos tienen un efecto de enfriamiento rápido en las soldaduras pequeñas; cuando esto sucede, en las soldaduras se manifiesta una pérdida de ductilidad. Además, el material grueso tiende a restringir el acortamiento propio de la soldadura al enfriarse ésta y pueden, en consecuencia, aparecer grietas en los cordones.

4. Cuando sea posible, deben realizarse vueltas en el extremo (remates) para soldadura de filete, como se muestra en la fig. 14-11. La longitud de estas vueltas no debe ser menor que dos veces el grueso nominal de la soldadura. Cuando no se usan, muchos calculistas consideran buena práctica, restar el doble del grueso de la soldadura de la longitud efectiva de ésta. Las vueltas de extremo son muy útiles en la reducción de concentraciones de esfuerzos que ocurren en los extremos de las soldaduras, sobre todo para conexiones donde hay vibración considerable y excentricidad en la carga. Las especificaciones LRFD, sección J2.2a, establecen que la longitud de una soldadura de filete incluirá las longitudes de remate.

5. Cuando se usan soldaduras de filete longitudinales para la conexión de placas o barras, sus longitudes no deben ser menores que la distancia perpendicular entre ellas, debido al rezago del cortante analizado en el capítulo 3. Además, la distancia entre soldaduras de filete no debe ser mayor de 8 plg en las conexiones de extremo, a menos que el miembro se diseñe con base en el área efectiva de acuerdo con la especificación LRFD-B3.

6. En juntas traslapadas, el traslape mínimo es igual a 5 veces el espesor de la parte más delgada conectada, pero no debe ser menor de 1 plg. El propósito de este traslape mínimo es impedir que la junta rote excesivamente al aplicarse las cargas (véase la fig. 12-1 (a)).

14-11 DISEÑO DE SOLDADURAS DE FILETE

Los ejemplos 14-1 al 14-3 ilustran los cálculos necesarios para determinar la resistencia de varias conexiones soldadas con filetes; el ejemplo 14-4 presenta el diseño de

14-11 Diseño de soldaduras de filete

una conexión de este tipo. En éstos y otros problemas las longitudes de las soldaduras se escogen al cuarto de pulgada más cercano, ya que no cabe esperar una mayor aproximación al fabricarlas en taller o en la obra.

EJEMPLO 14-1

Determine la resistencia de diseño de un filete de $\frac{5}{16}$ plg con longitud de 1 plg; use (a) el proceso de arco metálico protegido (SAP) y (b) el de arco sumergido (SAS). Use electrodos E70 cuya resistencia mínima a la tensión F_{EXX} sea de 70 klb/plg².

Solución:

(a) Proceso de arco protegido

$$\text{Espesor de la garganta efectiva} = (0.707)\left(\frac{5}{16}\right) = 0.221 \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de diseño} &= \phi F_u = (0.75)(0.60 \times 70)(0.221)(1.0) \\ &= \underline{6.96 \text{ klb/plg}} \end{aligned}$$

(b) Proceso de arco sumergido

$$\text{Espesor de la garganta efectiva según la sección J2.2a} = \frac{5}{16} \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de diseño} &= (0.75)(0.60 \times 70)\left(\frac{5}{16}\right)(1.0) \\ &= \underline{9.84 \text{ klb/plg}} \end{aligned}$$

Las soldaduras de filete no deben diseñarse con un esfuerzo mayor que el esfuerzo de diseño de los miembros adyacentes a la conexión. Si la fuerza externa aplicada al miembro (tensión o compresión) es paralela al eje de la soldadura, la resistencia de diseño de ésta no debe exceder la resistencia de diseño axial del miembro.

Los ejemplos 14-2 y 14-3 ilustran los cálculos necesarios para determinar la resistencia de diseño de placas conectadas con los procesos SAP y SAS. En cada uno de esos ejemplos rige la resistencia al corte por pulgada de soldadura y se multiplica por la longitud total de la soldadura, para dar la capacidad total de la conexión.

EJEMPLO 14-2

Determine la resistencia de diseño de la conexión mostrada en la fig. 14-12. Considere acero A36 y electrodos E70. Los filetes de $\frac{7}{16}$ plg mostrados se hicieron mediante el proceso SAP.

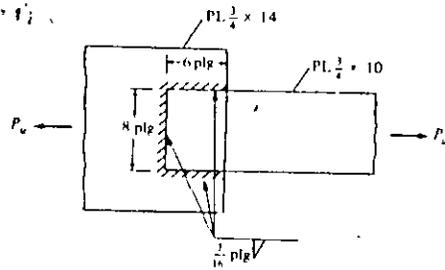


Figura 14-12

Solución:

$$\text{Espesor de la garganta efectiva} = (0.707)\left(\frac{1}{4}\right) = 0.309 \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidad de la soldadura por pulgada} &= \phi F_w = (0.75)(0.60 \times 70)(0.309)(1.0) \\ &= 9.73 \text{ klb/plg} \leftarrow \end{aligned}$$

$$\text{Capacidad total de la soldadura} = (9.73)(20) = 194.65 \text{ klb} \leftarrow$$

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de diseño de la placa} &= \phi F_t A_t = (0.90)(36)\left(\frac{1}{4} \times 10\right) \\ &= 243 \text{ klb} \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{\text{Capacidad de diseño} = 194.6 \text{ klb}}}$$

EJEMPLO 14-3

Repita el ejemplo anterior, pero considerando el proceso SAS.

Solución:

$$\text{Espesor de la garganta efectiva} = (0.707)\left(\frac{1}{16}\right) + 0.11 = 0.419 \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidad de la soldadura por pulgada} &= \phi F_w = (0.75)(0.60 \times 70)(0.419)(1.0) \\ &= 13.20 \text{ klb/plg} \end{aligned}$$

$$\text{Capacidad total de la soldadura} = (13.20)(20) = 264 \text{ klb}$$

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de diseño de la placa} &= \phi F_t A_t = (0.90)(36)\left(\frac{1}{4} \times 10\right) \\ &= 243 \text{ klb} \leftarrow \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{\text{Capacidad de diseño} = 243 \text{ klb}}}$$

14-11 Diseño de soldaduras de filete**EJEMPLO 14-4**

Usando acero A36 y electrodos E70 diseñe las soldaduras de filete (SAP) para resistir la carga de capacidad plena de la barra de $\frac{3}{8}$ plg \times 6 plg mostrada en la fig. 14-13.

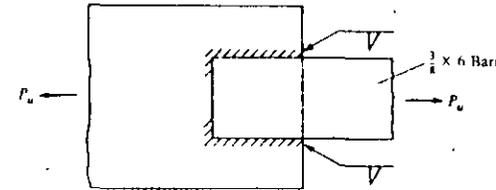


Figura 14-13

Solución:

$$P_u = \phi_t F_y A_t = (0.90)(36)\left(\frac{3}{8} \times 6\right) = 72.9 \text{ klb}$$

$$\text{Tamaño máximo de la soldadura} = \frac{3}{8} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} \text{ plg (sección J2.2b)}$$

$$\text{Tamaño mínimo de la soldadura} = \frac{3}{16} \text{ plg (tabla 14-2)}$$

Use soldadura de $\frac{5}{16}$ plg

$$\text{Espesor de la garganta efectiva} = (0.707)\left(\frac{5}{16}\right) = 0.221 \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidad de la soldadura por pulgada} &= \phi F_w = (0.75)(0.60 \times 70)(0.221)(1.0) \\ &= 6.96 \text{ klb/plg} \end{aligned}$$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{72.9}{6.96} = 10.47 \text{ plg}$$

Use remates no menores de $2 \times \frac{5}{16} = \frac{10}{16}$ plg (Digamos 1 plg)

$$\text{Queda en cada lado: } (10.47 - 2.0) = 8.47 \text{ plg o } 4\frac{1}{2} \text{ plg}$$

Sin embargo, deben usarse soldaduras de $6 - 1 = 5$ plg en cada lado como lo indica la especificación LRFD-J2.2b.

En algunas ocasiones, las longitudes disponibles para alojar las longitudes requeridas de soldadura no son suficientes para resistir las cargas impuestas. Para el caso mostrado en la fig. 14-14 puede ser posible desarrollar la suficiente resistencia, soldando a lo largo de la espalda de la canal, en el borde de la placa, si se dispone de suficiente espacio.

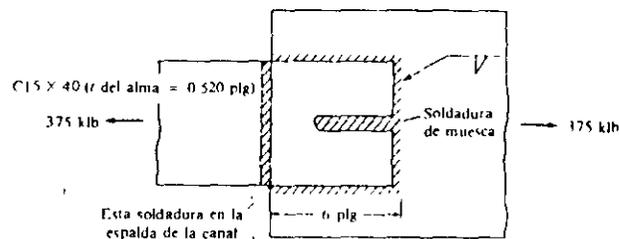


Figura 14-14

Otra posibilidad es usar soldaduras de muesca como se ilustra en el ejemplo 14-5. Existen varios requisitos del LRFD relativos a las soldaduras de muesca que es conveniente mencionar aquí. La especificación J2.3 dice que el ancho de una muesca no debe ser menor que el espesor del miembro, más $\frac{5}{16}$ plg (redondeado al siguiente $\frac{1}{16}$ plg impar, ya que los taladros estructurales se hacen con diámetros múltiples impares de $\frac{1}{16}$ plg) ni debe ser mayor que $2\frac{1}{4}$ veces el espesor de la soldadura. En miembros de hasta $\frac{3}{8}$ plg de espesor, el espesor de la soldadura debe ser igual al de la placa y en miembros de mayor espesor, no debe ser menor que la mitad del espesor de la placa, ni de $\frac{3}{8}$ plg. La longitud máxima permitida para soldaduras de muesca es de 10 veces el espesor de la soldadura. Las limitaciones dadas en las especificaciones para los tamaños máximos de las soldaduras de tapón y muesca son debidos a la contracción perjudicial que ocurre alrededor de esos tipos de soldadura cuando exceden ciertos tamaños. Si se requiere usar agujeros o muescas mayores que los especificados es aconsejable usar soldaduras de filete alrededor de los bordes de los agujeros o muescas, en vez de usar soldaduras de muesca o de tapón. Las soldaduras de muesca y de tapón se usan normalmente en conjunción con las soldaduras de filete en las juntas traslapadas. A veces las soldaduras de tapón se usan para rellenar agujeros utilizados temporalmente para recibir pernos de montaje en las conexiones de vigas y columnas. Es optativo incluirlas en el cálculo de la resistencia de esas juntas.

La resistencia de una soldadura de tapón o muesca es igual a su esfuerzo de diseño ϕF_w multiplicado por su área nominal en el plano de corte. Esta área es igual al área de contacto en la base del tapón o de la muesca. La longitud de una soldadura de muesca puede determinarse con la relación siguiente:

$$L = \frac{\text{carga}}{(\text{ancho})(\text{esfuerzo de diseño})}$$

El ejemplo 14-5 ilustra el diseño de las soldaduras necesarias para conectar una canal a una placa. Los cálculos muestran que las soldaduras ordinarias en los lados y extremos no bastan para proporcionar suficiente resistencia, en este caso debido al poco espacio disponible. Se decide usar soldadura de muesca para lograr la resistencia adicional necesaria.

14-11 Diseño de soldaduras de filete

EJEMPLO 14-5

Diseñe los filetes (SAP) necesarios para conectar una C15 x 40 a la placa mostrada en la fig. 14-14. La carga por resistir es de 375 klb. Como se ve en la figura, la canal sólo puede traslaparse con la placa 6 plg, debido a las limitaciones de espacio. No se dispone de espacio para soldar sobre la espalda de la canal. Considere electrodos E70.

Solución. Debido a la limitación de espacio use

$$\text{Máximo tamaño de soldadura} = t_{\text{alma}} - \frac{1}{16} - \frac{1}{2} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16} \text{ plg}$$

$$\text{Espesor de la garganta efectiva} = (0.707)\left(\frac{7}{16}\right) = 0.309 \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidad de la soldadura por pulgada} &= \phi F_w = (0.75)(0.60 \times 70)(0.309) \\ &= 9.73 \text{ klb/plg.} \end{aligned}$$

$$\text{Longitud requerida} = \frac{375}{9.73} = 38.54 \text{ plg} > 27 \text{ plg (disponibles)}$$

Por ello use soldadura adicional de muesca

$$\text{Ancho mínimo de muesca} = 0.520 + \frac{5}{16} = \frac{13}{16} \text{ plg}$$

$$\text{Ancho máximo} = 2\frac{1}{4} \times \text{esfesor de la soldadura}$$

$$= (2\frac{1}{4})(\text{esfesor del alma de la canal}) = (2\frac{1}{4})(\frac{1}{2})$$

$$= 1\frac{1}{4} \text{ digamos } \frac{17}{16} \text{ plg (al próximo } \frac{1}{16} \text{ impar)}$$

Use $\frac{17}{16}$ plg

$$\text{Capacidad del filete de } \frac{7}{16} = (9.73)(6 + 6 + 15 - \frac{17}{16}) = 253.6 \text{ klb}$$

$$\text{Carga que debe tomar la soldadura de muesca} = 375 - 253.6 = 121.4 \text{ klb}$$

$$\text{Longitud requerida de la soldadura de muesca} = \frac{121.4}{(\frac{17}{16})(0.75)(0.60 \times 70)} = 4.11 \text{ plg}$$

Digamos $4\frac{1}{2}$ plg

$$\text{Máxima longitud permitida por el LRFD} = (10)(\frac{1}{2})$$

$$= 5.00 \text{ plg} > 4\frac{1}{2} \text{ plg} \quad \text{OK}$$

Use soldadura de muesca de $\frac{17}{16} \times 4\frac{1}{2}$ plg

5. *an alternativa.* Si se dispusiera de espacio en la espalda de la canal próxima a la placa, un filete de $\frac{7}{16}$ plg podría soportar una carga de $(15)(9.73) = 145.9 \text{ klb} > 121.4 \text{ klb}$ OK

14-12 DISEÑO DE SOLDADURAS DE FILETE PARA MIEMBROS DE ARMADURAS

Si los miembros de una armadura soldada consisten en ángulos simples o dobles, o perfiles semejantes, y están sujetos solamente a cargas axiales estáticas, la especificación LRFD-J1.6 acepta que sus conexiones se diseñen mediante los mismos procedimientos descritos en la sección precedente. El calculista puede seleccionar el espesor de la soldadura, calcular la longitud total de la soldadura necesaria, y colocar los cordones de soldadura alrededor de los extremos de los miembros como juzgue conveniente. (Por supuesto, podría no ser lógico, poner toda la soldadura en un lado del miembro, tal como se hizo para el ángulo de la fig. 14-15 porque hay posibilidad de rotación). El ejemplo 14-6 ilustra los cálculos sencillos para diseñar las soldaduras de los extremos de un miembro de armadura.

EJEMPLO 14-6

Utilizando acero A36, electrodos E70 y el proceso SAP, diseñe la soldadura de filete para los lados y extremos de un ángulo de $6 \times 4 \times \frac{1}{2}$ plg que trabaja como tirante a capacidad plena, con el lado mayor recargado en la placa de conexión. Supóngase carga estática.

Solución:

$$\text{Capacidad a tensión del ángulo} = \phi_t F_u A_g = (0.90)(36)(4.75) = 153.9 \text{ klb}$$

$$\text{Tamaño máximo de la soldadura} = \frac{1}{2} - \frac{1}{16} - \frac{7}{16} \text{ plg}$$

$$\text{Tamaño mínimo de la soldadura} = \frac{3}{16} \text{ plg (tabla 14-2).}$$

Use soldadura de $\frac{5}{16}$ plg (tamaño máximo que puede realizarse en un solo pase)

$$\text{Espesor efectivo de la garganta} = (0.707)\left(\frac{5}{16}\right) = 0.221 \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de diseño de la soldadura por plg} &= \phi F_w = (0.75)(0.60 \times 70)(0.221)(1.0) \\ &= 6.96 \text{ klb/plg} \end{aligned}$$

$$\text{Longitud requerida} = \frac{153.9}{6.96} = 22.11 \text{ plg} \quad \underline{\text{Digamos 23 plg}}$$

Coloque la soldadura como se muestra en la fig. 14-15

14-12 Diseño de soldaduras de filete para miembros de armaduras

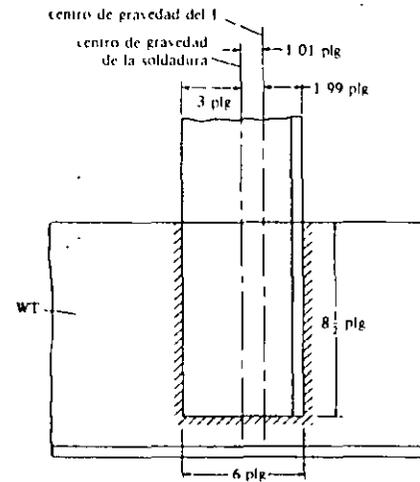


Figura 14-15

El lector habrá observado cuidadosamente que el centroide de las soldaduras y el centroide del ángulo estáticamente cargado no coinciden en la conexión seleccionada en el ejemplo 14-6, mostrado en la fig. 14-15. Si una conexión soldada estuviera sujeta a esfuerzos repetidos (como ocurre en el miembro de un puente), se considera necesario colocar las soldaduras de modo que su centroide coincida con el centroide del miembro (si no, la torsión resultante debe tomarse en cuenta en el diseño). Si el miembro conectado es simétrico, las soldaduras se colocarán simétricamente, si el miembro no es simétrico, las soldaduras no deben ser simétricas.

La fuerza en un ángulo, como el mostrado en la fig. 14-16, se considera que actúa a lo largo de su eje de gravedad. Para que el eje de gravedad de la resistencia de la soldadura coincida con la fuerza en el ángulo, la soldadura debe colocarse asimétricamente, por lo que en esta figura L_1 debe ser mayor que L_2 . (Cuando se conectan ángulos mediante tornillos o remaches, es común tener una excentricidad apreciable, pero en una junta soldada, ésta puede eliminarse por completo.) La información necesaria para manejar este tipo de diseño de soldadura puede expresarse fácilmente en forma de ecuación, pero aquí se presenta solamente la teoría que respalda esas ecuaciones.

Para el ángulo mostrado en la fig. 14-16, la fuerza que actúa a lo largo de la línea L_2 (designada aquí como P_2) puede determinarse tomando momentos con respecto a L_1 . La fuerza en el miembro y la resistencia de la soldadura deben coincidir, y los momentos de ambos con respecto a un punto cualquiera deben valer cero. Si los momentos se toman con respecto a L_1 , la fuerza P_1 , (que actúa a lo largo de la línea L_1), se eliminará de la ecuación y puede determinarse P_2 . De modo seme-

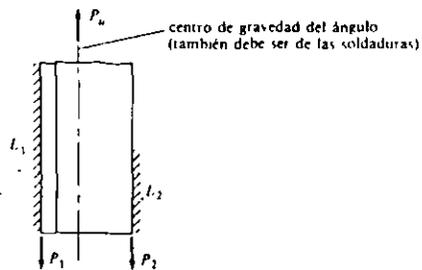


Figura 14-16

jánte P_1 puede determinarse tomando momentos a lo largo de L_2 o mediante $\Sigma V = 0$. El ejemplo 14-7 ilustra el diseño de soldaduras de filete de este tipo. En el ejemplo 14-8 se resuelve un problema semejante, excepto que se incluye una soldadura de filete en el extremo, lográndose así una conexión más corta. El centro de gravedad y la resistencia de la soldadura del extremo son conocidos y fácilmente pueden incluirse en las ecuaciones de momentos.

Existen otras soluciones posibles para el diseño de soldadura del ángulo considerado en los dos ejemplos. Aunque la soldadura de $\frac{7}{16}$ plg es la mayor permitida en los cantos redondeados de un ángulo de $\frac{1}{2}$ plg y en su extremo, se podría utilizar una soldadura mayor en el otro lado contiguo a su lado saliente. Sin embargo, desde el punto de vista práctico, las soldaduras deben ser del mismo grueso porque los diferentes grosores de las soldaduras retrasan el trabajo del soldador por tener que cambiar electrodos para proporcionar los diferentes grosores.

Si el número estimado de ciclos de carga durante la vida estimada de la estructura excede de 20 000, será necesario estudiar el intervalo de esfuerzos de la conexión bajo cargas de servicio, tal como lo vimos en el análisis de la fatiga en el capítulo 4. Este estudio puede conducir a conexiones mayores como se requiere en el apéndice K de las especificaciones LRFD.

EJEMPLO 14-7

Utilizando acero A36, electrodos E70 y el proceso SAP, diseñe las soldaduras de filete para el miembro a tensión trabajando a capacidad plena constituido por un ángulo de $5 \times 3 \times \frac{1}{2}$ plg mostrado en la fig. 14-17. Suponga que el miembro estará sujeto a una variación repetida de esfuerzos, volviendo inconveniente cualquier excentricidad en la conexión. Revise la resistencia del miembro por bloque de cortante.

Solución:

$$\text{Capacidad a tensión del ángulo } P_u = \phi_t F_u A_g = (0.9)(36)(3.75) = 121.5 \text{ klb}$$

14-12 Diseño de soldaduras de filete para miembros de armaduras

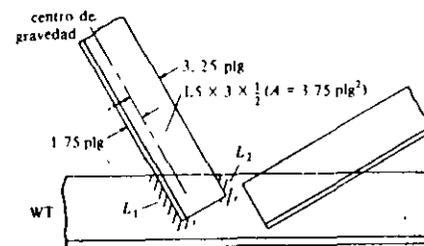


Figura 14-17

o bien

$$P_u = \phi_t F_u A_g \text{ suponiendo } U = 0.87$$

$$= (0.75)(58)(0.87)(3.75) = 141.9 \text{ klb}$$

$$\text{Tamaño máximo de la soldadura} = \frac{1}{2} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16} \text{ plg}$$

Use soldadura de $\frac{5}{16}$ plg

$$\text{Espesor efectivo de la garganta} = (0.707)\left(\frac{5}{16}\right) = 0.221 \text{ plg}$$

$$\text{Capacidad de la soldadura por pulgada} = \phi F_w = (0.75)(0.60 \times 70)(0.221)(1.0) = 6.96 \text{ klb/plg}$$

$$\text{Longitud total requerida} = \frac{121.5}{6.96} = 17.46 \text{ plg}$$

Tomando momentos respecto a L_1 determinamos P_2 (véase la fig. 4-17):

$$(121.5)(1.75) - 5.00 P_2 = 0$$

$$P_2 = 42.53 \text{ klb}$$

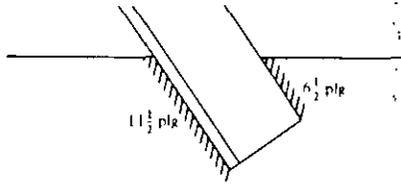
$$P_1 = P - P_2 = 121.5 - 42.53 = 78.97 \text{ klb}$$

$$L_1 = \frac{78.97}{6.96} = 11.35 \text{ plg} \quad \text{digamos } 11\frac{1}{2} \text{ plg}$$

$$L_2 = \frac{42.53}{6.96} = 6.11 \text{ plg} \quad \text{digamos } 6\frac{1}{2} \text{ plg}$$

Usamos remates de $2 \times \frac{5}{16} = \frac{10}{16}$ plg (digamos de 1 plg). La longitud de los remates puede restarse de los cordones laterales quedando éstos de $10\frac{1}{2}$ y $5\frac{1}{2}$ plg, respectivamente.

Revisemos la resistencia del bloque de cortante suponiendo las siguientes dimensiones:



$$\begin{aligned}
 P_{br} &= \phi [F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{nv}] \\
 &= 0.75 [(58)(5 \times \frac{1}{2}) + (0.6)(36)(18 \times \frac{1}{2})] \\
 &= 254.6 \text{ klb} > 121.5 \text{ klb} && \text{OK} \\
 P_{br} &= \phi [F_y A_{nt} + 0.6 F_u A_{nv}] \\
 &= 0.75 [(36)(5 \times \frac{1}{2}) + (0.6)(58)(18 \times \frac{1}{2})] \\
 &= 302.4 \text{ klb} > 121.5 \text{ klb} && \text{OK}
 \end{aligned}$$

EJEMPLO 14-8

Repita el ejemplo 14-7 usando filetes a lo largo de los lados y del extremo del ángulo.

Solución: Suponemos soldadura de $\frac{5}{16}$ plg (capacidad = 6.96 klb/plg)

Resistencia de diseño de la soldadura en el extremo = $(5.0)(6.96) = 34.8$ klb

Tomamos momentos respecto a L_1 para determinar P_2 :

$$\begin{aligned}
 (121.5)(1.75) - (2.50)(34.8) - 5.00 P_2 &= 0 \\
 P_2 &= 25.12 \text{ klb} \\
 P_1 &= 121.5 - 34.8 - 25.12 = 61.58 \text{ klb} \\
 L_1 &= \frac{61.58}{6.96} = 8.85 \text{ plg} \quad \underline{\text{digamos 9 plg}} \\
 L_2 &= \frac{25.12}{6.96} = 3.61 \text{ plg} \quad \underline{\text{digamos 4 plg}}
 \end{aligned}$$

Es muy útil para fines de diseño conocer la resistencia de un filete de $\frac{1}{16}$ plg de 1 plg de longitud. Aunque este tamaño es menor que el mínimo permisible dado en

14-13 Cortante y torsión

la tabla 14-2, su resistencia es útil para determinar los tamaños de la soldadura para las cargas calculadas. Para una soldadura de 1 plg depositada según el proceso SAP se tiene:

$$\phi F_w = (0.75)(0.707 \times \frac{1}{16} \times 1.0)(0.60 F_{EXX}) = 0.02 F_{EXX}$$

Para un electrodo E70, $\phi F_w = (0.02)(70) = 1.4$ klb/plg para un filete de $\frac{1}{16}$ plg. Si tenemos que diseñar un filete para resistir una carga factorizada de 6.5 klb/plg, el tamaño necesario de la soldadura será de $6.5/1.4 = 4.64$ dieciseisavos de pulgada, digamos $\frac{5}{16}$ plg.

14-13 CORTANTE Y TORSION

Las soldaduras de filete se someten a menudo a la acción de cargas aplicadas excéntricamente, por lo que las soldaduras quedan sujetas, ya sea a cortante y torsión, o bien, a cortante y flexión. La fig. 14-18 intenta mostrar al lector la diferencia entre las dos situaciones. El cortante y la torsión, mostrados en la parte (a) de la figura, son el tema de esta sección, en tanto que el cortante y la flexión, mostrados en la parte (b) de la misma, son el tema de las secciones 14-14 y 15-8.

Igual que para un grupo de tornillos cargados excéntricamente (sección 13-1), las especificaciones LRFD proporcionan las resistencias de diseño permisibles de las soldaduras, pero no especifica un método de análisis para éstas cuando están cargadas excéntricamente. El método a usar se deja al criterio del proyectista.

Método elástico Inicialmente presentamos el método elástico que es muy conservador. En este método la fricción o resistencia al deslizamiento entre las partes conectadas se ignora y éstas se suponen totalmente rígidas.

Para esta exposición consideremos la ménsula soldada de la parte (a) de la fig. 14-18. Se supone a las piezas conectadas, completamente rígidas, como si fueran conexiones remachadas. El efecto de esta hipótesis es que toda la deformación ocurre en la soldadura. La soldadura está sujeta a una combinación de cortante y torsión, como lo estaba el grupo de remaches, cargados excéntricamente, de la sección 13-1. El esfuerzo ocasionado por la torsión puede calcularse a partir de la expresión ya conocida:

$$f = \frac{Td}{J}$$

En esta expresión T es el par de torsión, d es la distancia del centro de gravedad de la soldadura al punto que se considera, y J es el momento polar de inercia de la soldadura. Normalmente es conveniente descomponer la fuerza en sus componentes vertical y horizontal. En las expresiones siguientes, h y v son las proyecciones horizontal y vertical de la distancia d . (Estas fórmulas son casi idénticas a las utilizadas para determinar esfuerzos en los grupos de remaches sujetos a torsión.)

$$f_s = \frac{Tv}{J} \quad f_v = \frac{Th}{J}$$

Estas componentes se combinan con el esfuerzo directo de corte usual, que se supone igual a la reacción dividida entre la longitud total de las soldaduras. Para diseñar una soldadura sujeta a corte y torsión es conveniente considerar una soldadura de una pulgada, y calcular los esfuerzos en una soldadura de esa dimensión. Si la soldadura considerada estuviera sobreesforzada, se necesitaría una soldadura más grande; si estuviera subesforzada es conveniente una soldadura menor.

Aunque los cálculos podrían, dentro de toda posibilidad, mostrar que la soldadura está sobreesforzada o subesforzada, no se tiene que estar repitiendo el proceso matemático para encontrar la dimensión de la soldadura para la cual la carga produce un esfuerzo igual al permisible. El lector notará que el uso de la soldadura de 1 pulgada simplifica las unidades, porque 1 pulgada de longitud de soldadura, es 1

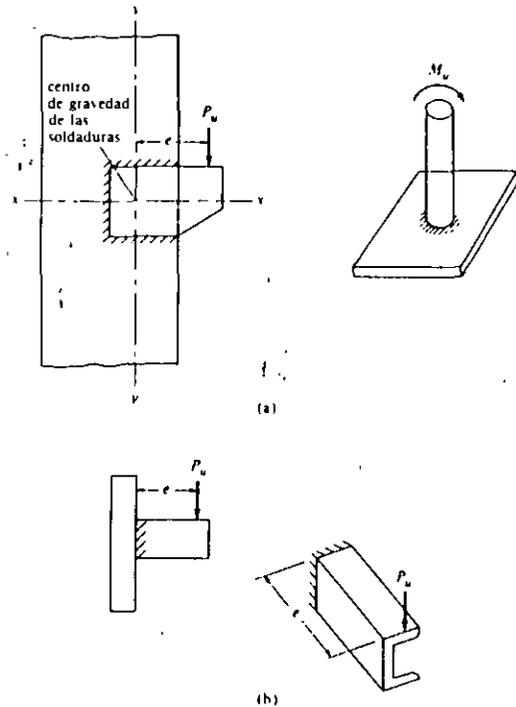


Figura 14-18 (a) Soldaduras sometidas a cortante y torsión. (b) Soldaduras sometidas a cortante y flexión.

pulgada cuadrada de soldadura y los esfuerzos calculados pueden expresarse tanto en klb/plg^2 o klb/plg de longitud. Si los cálculos se basaran en alguna otra dimensión diferente de 1 pulgada de soldadura, deberá tenerse mucho cuidado de conservar las unidades correctas, sobre todo al tener la dimensión final de la soldadura. Para simplificar aún más los cálculos, las soldaduras se suponen localizadas en los bordes a lo largo de los cuales se colocan los filetes, y no en los centros de sus gargantas efectivas. Como las dimensiones de la garganta son pequeñas esta suposición cambia muy poco los resultados. El ejemplo 14-9 ilustra los cálculos para determinar la dimensión de la soldadura necesaria para una conexión sujeta a combinación de cortante y torsión.

EJEMPLO 14-9

Para la ménsula mostrada en la fig. 14-19 (a), determine el tamaño de la soldadura de filete requerido si se usan electrodos E70, el proceso SAP y las especificaciones LRFD.

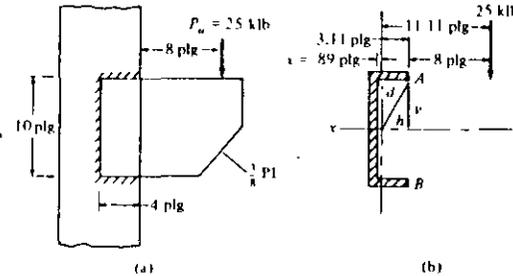


Figura 14-19

Solución: Suponemos una soldadura de 1 plg como se muestra en la fig. 14-19 (b).

$$A = 18 \text{ plg}^2$$

$$\bar{x} = \frac{(4)(2)(2)}{18} = 0.89 \text{ plg}$$

$$I_x = \left(\frac{1}{12}\right)(1)(10)^3 + (2)(4)(5)^2 = 283.3 \text{ plg}^4$$

$$I_y = (2)\left(\frac{1}{12}\right)(0.89^3 + 3.11^3) + (10)(0.89)^2 = 28.5 \text{ plg}^4$$

$$J = 283.3 + 28.5 = 311.8 \text{ plg}^4$$

Las porciones más esforzadas de la soldadura son las más alejadas del centro de gravedad de la soldadura (A y B en la fig. 14-19(b)).

$$f_h = \frac{Tv}{J} = \frac{(25 \times 11.11)(5)}{311.8} = 4.45 \text{ klb/plg}^2$$

$$f_v = \frac{Th}{J} = \frac{(25 \times 11.11)(3.11)}{311.8} = 2.77 \text{ klb/plg}^2$$

$$f_s = f_{\text{cortante}} = \frac{25}{18} = 1.39 \text{ klb/plg}^2$$

$$f_r = f_{\text{resultante}} = \sqrt{(2.77 + 1.39)^2 + (4.45)^2} = 6.09 \text{ klb/plg}^2$$

Capacidad de diseño de un filete de 1 plg (electrodo E70) $\phi F_w = (0.75)(0.60 \times 70)(0.707 \times 1.0)(1.0) = 22.27 \text{ klb/plg}$

o $(16)(0.02 F_{t,xx}) = (16)(0.02 \times 70) = 22.4 \text{ klb/plg}$

Tamaño requerido de soldadura = $\frac{6.09}{22.27} = 0.273 \text{ plg}$ (digamos $\frac{5}{16} \text{ plg}$)

Use soldadura de filete de $\frac{5}{16} \text{ plg}$

Método de resistencia última El análisis de conexiones soldadas excéntricas con el método de resistencia última da resultados más precisos que el método que acabamos de examinar. Para el análisis que sigue se considera la soldadura de filete cargada excéntricamente mostrada en la fig. 14-20. Igual que en las conexiones atornilladas excéntricas, las cargas tienden a ocasionar una rotación y traslación relativas entre las partes conectadas por la soldadura.

Aun si la carga excéntrica es de tal magnitud que ocasione la fluencia en la parte más esforzada de la soldadura, la conexión entera no fluirá. La carga puede incrementarse y las fibras menos esforzadas empezarán a tomar más carga, pero la falla no ocurrirá hasta que todas las fibras de la soldadura alcancen el estado de fluencia. La soldadura tenderá a rotar alrededor de su centro instantáneo de rotación. La posición de este punto (letra O en la figura) depende de la posición de la carga excéntrica.

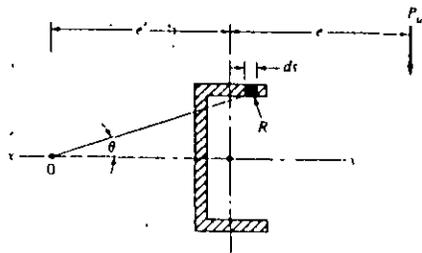


Figura 14-20

ca, de la distribución geométrica de la soldadura y de las deformaciones de los diferentes elementos de la soldadura.

Si la carga excéntrica P_u es vertical y si la soldadura es simétrica respecto a un eje horizontal que pase por su centro de gravedad, el centro instantáneo quedará localizado sobre el eje x . Cada elemento diferencial de la soldadura proporcionará una fuerza resistente R . Como se muestra en la fig. 14-20, cada una de esas fuerzas resistentes se supone que actúan perpendicularmente a una línea trazada del centro instantáneo al centro de gravedad del elemento diferencial en cuestión. La suma de los momentos de las fuerzas resistentes de todos los elementos de la soldadura respecto al punto O debe ser igual y opuesta al momento de la carga excéntrica respecto al mismo punto.

$$P_u(e' + e) = \Sigma(Rds)(d)$$

$$P_u = \frac{\Sigma(Rds)(d)}{e' + e}$$

Se han efectuado estudios para determinar las fuerzas cortantes máximas que pueden resistir las soldaduras excéntricas.^{1,4} Los resultados, que dependen de la relación carga-deformación de los elementos de la soldadura, pueden representarse por medio de curvas o fórmulas. La ductilidad de la soldadura en su conjunto está regida por la deformación máxima del elemento que primero alcanza su límite (probablemente es el elemento más alejado del centro instantáneo). En la expresión que sigue, R es la fuerza cortante última de un sólo elemento de soldadura (ϕF_w) sujeto a corte excéntrico, en tanto que R_{ult} es la fuerza cortante última pura de un solo elemento.

$$R = R_{ult} (1 - e^{1 - k(\Delta/\Delta_0)})^k$$

Las otras literales en esta expresión se dan en la sección *Eccentric Loads on Weld Groups* (Cargas excéntricas en soldaduras) de la quinta parte del manual LRFD. De acuerdo con la especificación J2, la resistencia de diseño de una soldadura de filete está limitada a $0.6 F_{t,xx}$. Los valores de R obtenidos con la ecuación anterior y usados en las tablas del manual están limitados a este valor máximo.

Podemos suponer una posición del centro instantáneo, determinar los valores R para los diferentes elementos de la soldadura y calcular el valor P_u con la ecuación dada. Si este valor de P_u no es igual a la suma de las componentes verticales de los valores R , será necesario suponer otra posición para el punto O, etc.

¹L. J. Butler, S. Pal y G. L. Kulak, *Eccentrically Loaded Weld Connections* (Conexiones cargadas excéntricamente), *Journal of the Structural Division*, vol. 98, num. ST5, mayo 1972, págs. 989-1005.

⁴G. L. Kulak y Umier, *Tests on Eccentrically Loaded Fillet Welds*, (Pruebas en soldaduras de filete cargadas excéntricamente), Dept. de Ingeniería Civil, University of Alberta, Edmonton, diciembre 1984.

En este texto no se presenta un ejemplo numérico de este tedioso proceso de aproximaciones sucesivas. Los valores contenidos en las tablas de la quinta parte del manual LRFD se obtuvieron mediante este proceso. Usando las tablas, la resistencia última P_u de una conexión específica puede determinarse con la expresión siguiente en la que C es un coeficiente tabular que incluye una ϕ de 0.75, C_1 es un coeficiente que depende del número del electrodo (es igual a 1.0 para el E70XX), D es el tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada y l es la longitud de la soldadura vertical.

$$P_u = CC_1 D l$$

El manual incluye tablas para cargas verticales e inclinadas (ángulos con la vertical de 0°, 45° y 75°). Se advierte al usuario que la interpolación para ángulos entre esos valores puede conducir a resultados muy liberales; se recomienda entonces usar el valor dado para el siguiente ángulo inferior. Si el tipo de arreglo para la conexión no está incluido en las tablas, se recomienda usar el método elástico previamente descrito.

EJEMPLO 14-10

Repita el ejemplo 14-9 usando las tablas LRFD que se basan en el análisis por resistencia última. La conexión está dibujada nuevamente en la fig. 14-21.

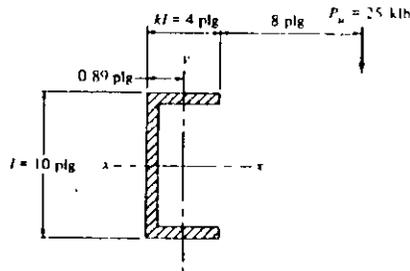


Figura 14-21

Solución:

$$e = 11.11 \text{ plg}$$

$$l = 10 \text{ plg}$$

$$a = \frac{11.11}{10} = 1.111$$

$$k = \frac{4}{10} = 0.4$$

14-14 Cortante y flexión

$C = 0.799$, de la tabla xxii, quinta parte del manual LRFD

$C_1 = 1.0$, de la misma tabla

$$D = \text{tamaño requerido} = \frac{P_u}{CC_1 l}$$

$$= \frac{25}{(0.799)(1.0)(10)}$$

$$= 3.13 \text{ dieciseisavos}$$

$$= 0.196 \text{ plg (0.274 según el método elástico)}$$

Use soldadura de $\frac{1}{4}$ plg

14-14 CORTANTE Y FLEXION

Las soldaduras mostradas en la fig. 14-18(b) y en la fig. 14-22 están sujetas a una combinación de cortante y flexión.

Para soldaduras cortas de este tipo, la práctica usual es considerar una variación uniforme del esfuerzo cortante. No obstante, si el esfuerzo de flexión está dado por la fórmula de la flexión, el corte no varía uniformemente para soldaduras verticales, sino como una parábola con un valor máximo igual a $1\frac{1}{2}$ veces el valor promedio. Este esfuerzo y las variaciones del cortante se muestran en la fig. 14-23.

El lector notará que los esfuerzos al corte máximo y los esfuerzos máximos por flexión ocurren en lugares diferentes. Es probable, por lo tanto, que no se requiera combinar los dos esfuerzos en un punto. Si la soldadura es capaz de resistir por separado el esfuerzo cortante y por momento más desfavorable, probablemente es satisfactoria. Sin embargo, en el ejemplo 14-11 se diseña una conexión soldada sujeta a corte y flexión, por la práctica usual de considerar una distribución de corte uniforme en la soldadura y combinar vectorialmente ese valor con el esfuerzo de flexión máximo.

EJEMPLO 14-11

Usando electrodos E70, el proceso SAP y las especificaciones LRFD, determine el tamaño requerido de soldadura para la conexión de la fig. 14-22 si $P_u = 45$ klb, $e = 2\frac{1}{2}$ plg y $L = 8$ plg. Suponga que el espesor de los miembros no rige en el tamaño de la soldadura.

Solución:

$$f_v = \frac{45}{(2)(8)} = 2.81 \text{ klb/plg}$$

$$f = \frac{(45 \times 2.5)(4)}{(\frac{1}{2})(1)(8)^2(2)} = 5.27 \text{ klb/plg}$$

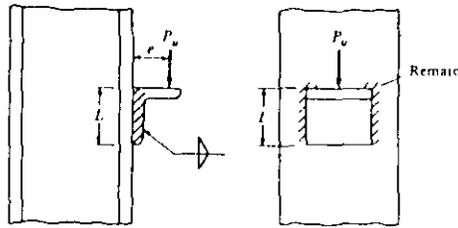


Figura 14-22

$$f_t = \sqrt{(2.81)^2 + (5.27)^2} = 5.97 \text{ klb/plg}$$

$$\text{tamaño requerido de soldadura} = \frac{5.97}{(0.707)(1)(0.75)(0.60 \times 70)} = 0.268 \text{ plg} \quad (\text{digamos } \frac{5}{16} \text{ plg})$$

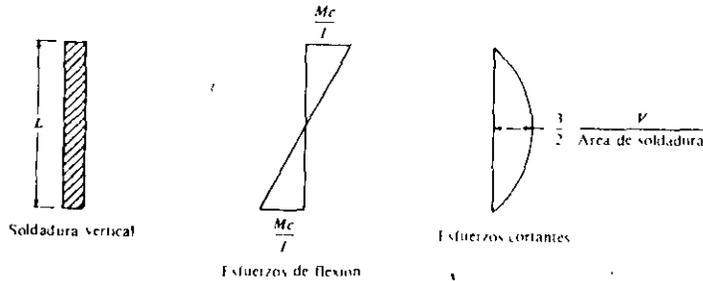


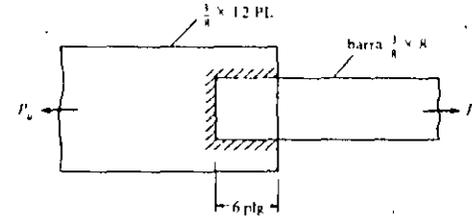
Figura 14-23

El tema de cortante y flexión es muy práctico ya que es la situación más comúnmente encontrada en las conexiones resistentes a momento. Este tópico se trata más ampliamente en la sección 15-10

PROBLEMAS

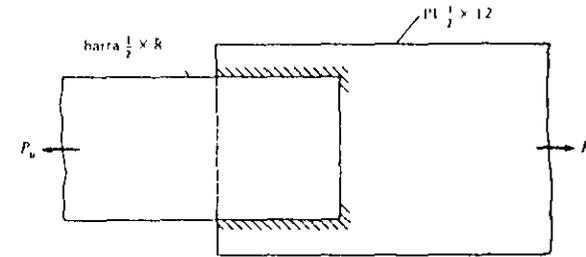
- 14-1. Un filete de $\frac{3}{8}$ plg de soldadura de arco metálico protegido se usa para conectar los miembros mostrados en la figura. Determine la carga de diseño que puede aplicarse a esta conexión según las especificaciones LRFD; considere acero A36 y electrodos E70.
 (Resp. $P_u = 97.2$ klb)

Problemas



Problema 14-1

- 14-2. Repita el problema 14-1 usando el método de arco sumergido.
 14-3. Repita el problema 14-1 usando acero A572, grado 65 y electrodos E80. (Resp. $P_u = 159.1$ klb)
 14-4. Diseñe soldaduras de filete de tamaño máximo para desarrollar la resistencia total de la barra de acero A36 mostrada en la figura. Use electrodos E70 y el método de arco metálico protegido



Problema 14-4

- 14-5. Repita el problema 14-4 usando el método de arco sumergido. (Resp. Use filetes de 8 plg en cada lado incluidos los remates tal como lo necesita la sección J2. 2b de las especificaciones LRFD)
 14-6. Repita el problema 14-4 considerando cordones laterales y un cordón vertical de extremo al final de la barra de $\frac{1}{2} \times 8$ plg. Use acero A572, grado 65 y electrodos E80.
 14-7. Repita el problema 14-4 considerando cordones laterales y un cordón en el extremo de la PL de $\frac{1}{2} \times 8$ plg (Resp. L total = 13.32 plg o bien 14 plg.)
 14-8. La PL $\frac{1}{2} \times 8$ plg de acero A36 debe conectarse a una placa de nudo con filetes de $\frac{5}{16}$ plg usando el método de arco metálico protegido. Determine la longitud L necesaria para que soporte la resistencia total de la placa usando electrodos E70.

Conexiones en edificios

15-1 SELECCION DEL TIPO DE CONECTOR

Este capítulo trata de las conexiones entre vigas y entre vigas y columnas usadas comúnmente en los edificios de acero. En las especificaciones de acero actuales se permiten cuatro tipos de sujetadores para esas conexiones. Estos son: la soldadura, los tornillos estructurales comunes, los tornillos de alta resistencia y los remaches.

La selección del tipo de sujetador o sujetadores que deben usarse para una estructura específica, implica la consideración de muchos factores entre los cuales cabe mencionar: requisitos de códigos locales de construcción, economía relativa, preferencias del proyectista, disponibilidad de buenos soldadores o remachadores, condiciones de carga (estática o de fatiga), preferencias del fabricante y equipo disponible. Es importante dar un conjunto definido de reglas para seleccionar el mejor tipo de sujetador para una estructura dada cualquiera. Sin embargo, se puede hacer una serie de observaciones generales que ayuden a tomar una decisión. Estas son las siguientes:

1. Los tornillos estructurales comunes resultan económicos para estructuras ligeras sometidas a cargas estáticas pequeñas y para miembros secundarios (largueros, riostras, largueros de pared, etc.) de estructuras pesadas.
2. El atornillado en campo es muy rápido y requiere menos mano de obra especializada que la soldadura o el remachado. Sin embargo, el costo de los tornillos de alta resistencia es un poco alto.
3. Si a la larga se tiene que desmontar la estructura, probablemente la soldadura no deba considerarse, dejando el campo abierto a los tornillos.
4. Cuando se tienen cargas de fatiga, los tornillos de alta resistencia completamente tensados y la soldadura ofrecen un comportamiento muy bueno.
5. La soldadura requiere la menor cantidad de acero, contribuye al mejor aspecto de las juntas y tiene la mayor amplitud de aplicaciones para los diferentes tipos de conexiones.

15-2 Tipos de conexiones para vigas

6. Cuando se desean juntas continuas, rígidas y resistentes a momentos, probablemente se escogerá la soldadura.
7. La soldadura se acepta casi universalmente como satisfactoria para el trabajo en planta. Para el trabajo en campo es muy popular en algunas zonas de Estados Unidos y en otros, es rechazada por el temor de que la supervisión de campo no sea totalmente confiable.
8. Los remaches pueden instalarse rápidamente en los trabajos en planta, pero rara vez se usan.
9. En los trabajos de campo los remaches han desaparecido casi por completo.

Un artículo muy interesante por Henry J. Stetina con el título *Choosing the Best Structural Fastener* (Cómo escoger el mejor sujetador estructural) apareció en el número de noviembre de 1963 de la revista *Civil Engineering*; sería muy recomendable que los estudiantes lo leyesen.

En el manual *Building Design Data* (Datos para el diseño de edificios) publicada por la United States Steel Corporation en octubre de 1963, se proporciona información muy valiosa sobre la economía relativa de los diversos tipos de conexiones entre vigas, así como entre vigas y columnas.

15-2 TIPOS DE CONEXIONES PARA VIGAS

Todas las conexiones tienen alguna restricción, o sea, alguna resistencia a cambios en los ángulos originales formados por los miembros conectados. Dependiendo de la magnitud de la restricción, las especificaciones LRFD (A2.2) clasifican las conexiones como totalmente restringidas (tipo FR) y como parcialmente restringidas (tipo PR). Estos dos tipos de conexiones se describen con más detalle a continuación:

1. Las conexiones tipo FR son conexiones rígidas o continuas propias de marcos; se supone que son suficientemente rígidas o que tienen un grado de restricción tal, que los ángulos originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambio bajo cargas.
2. Las conexiones tipo PR tienen una rigidez insuficiente para mantener sin cambio a los ángulos originales bajo carga. Se incluyen en esta clasificación las conexiones simples y semirrígidas descritas en detalle en esta sección.

Una *conexión simple* es una conexión tipo PR en la cual se ignora la restricción. Se supone completamente flexible y libre para rotar y por ello, sin capacidad resistente a momentos. Una *conexión semirrígida* es una conexión tipo PR cuya resistencia a cambios en los ángulos queda entre las de los tipos simple y rígida.

Desde un punto de vista práctico, ya que no existen conexiones completamente rígidas o completamente flexibles, es común clasificarlas en términos del porcentaje del momento desarrollado para generar una rigidez completa. (Una medida de las características rotacionales de una conexión determinada, no puede obtenerse prác-

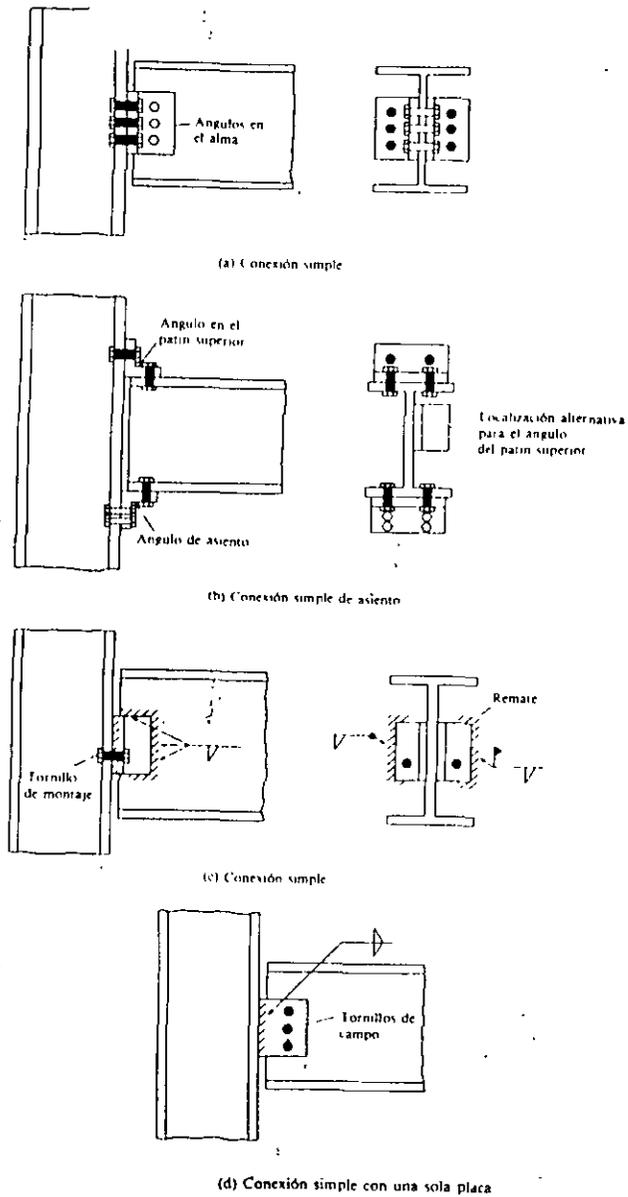


Figura 15-1 Algunas conexiones simples (a) Conexión simple atornillada. (b) Conexión simple de asiento atornillada. (c) Conexión simple soldada. (d) Conexión simple de una sola placa.

15-2 Tipos de conexiones para vigas

ticamente mediante un método teórico y es necesario realizar pruebas y trazar curvas de las relaciones entre los momentos y las rotaciones para cada tipo de conexión.) Una regla aproximada es que las conexiones simples tienen entre 0 y 20%, las semi-rígidas entre 20 y 90% y las rígidas más del 90%, de rigidez total.

Cada uno de estos tres tipos de conexión se expone brevemente en esta sección con poca mención del tipo específico de conectores. El resto del capítulo se dedica a diseños detallados de estas conexiones, utilizando tipos específicos de conectores. *En esta exposición el autor posiblemente da gran énfasis a las conexiones de tipo semi-rígido y rígido, porque la mayor parte de los diseños de edificios con los que el calculista normal trabaja, se supone que tienen conexiones simples.* En los siguientes párrafos se presentan algunos comentarios descriptivos, de los tres tipos de conexiones.

Conexiones simples (Tipo PR) son muy flexibles y se supone que permiten girar los extremos de la viga hacia abajo cuando están cargados, como sucede con las vigas simplemente apoyadas. Aunque las conexiones simples tienen cierta resistencia al momento (o resistencia a la rotación del extremo), se supone que es insignificante, y se consideran capaces de resistir solamente fuerza cortante. En la fig. 15-1 se muestran algunos tipos de conexiones simples. En secciones posteriores de este capítulo se presentan descripciones más detalladas de cada una de estas conexiones y de su comportamiento bajo carga. En esa figura, cada conexión se muestra como si se hubiese realizado en su totalidad con el mismo medio de unión, en tanto que en la práctica real se usan con frecuencia dos tipos de unión diferentes. Por ejemplo, una práctica muy común es soldar en taller los ángulos al alma de la viga y atornillarlos en la obra a la columna o la trabe.

Conexiones semi-rígidas (Tipo PR) son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación del extremo, desarrollando así momentos de extremo de consideración. En la práctica de diseño es muy común que el proyectista, para simplificar

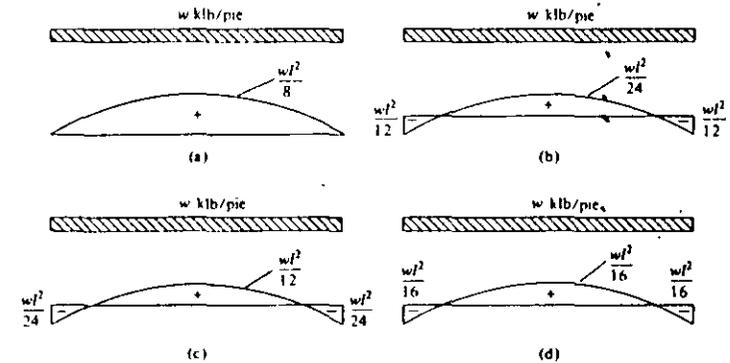


Figura 15-2 (a) Conexiones simples (0%). (b) Conexiones rígidas (100%). (c) Conexiones semi-rígidas (50%). (d) Conexiones semi-rígidas (75%).

el análisis, considere todas estas conexiones como simples o rígidas sin considerar situaciones intermedias. Si hiciera esa consideración para una conexión verdaderamente semirrígida, pasaría por alto una oportunidad de reducir momentos en forma apreciable. Para presentarlo anterior con más claridad, en la fig. 15-2, como observará el lector, se presentan los diagramas de momentos flexionantes para un grupo de vigas con carga uniformemente repartida, con conexiones de diferentes porcentajes de rigidez. Se ve que los momentos máximos en una viga varían bastante según el tipo de conexiones en sus extremos. Por ejemplo, el momento máximo de conexión semirrígida de la parte (d) de la figura, es sólo el 50% del momento máximo en la viga simplemente apoyada de la parte (a), y sólo el 75% del momento máximo en la viga empotrada en sus extremos, de la parte (b).

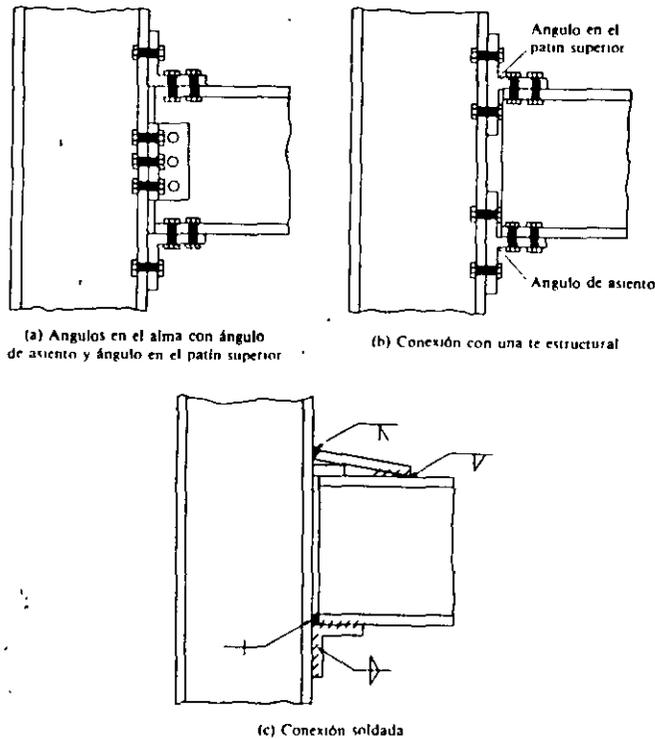


Figura 15-3 Algunas conexiones semirrígidas pueden considerarse rígidas si no se requieren atisadores en el alma de la columna. (a) Angulares en el alma y en ambos patines. (b) Conexión con perfiles estructurales T. (c) Conexión soldada.

15-2 Tipos de conexiones para vigas

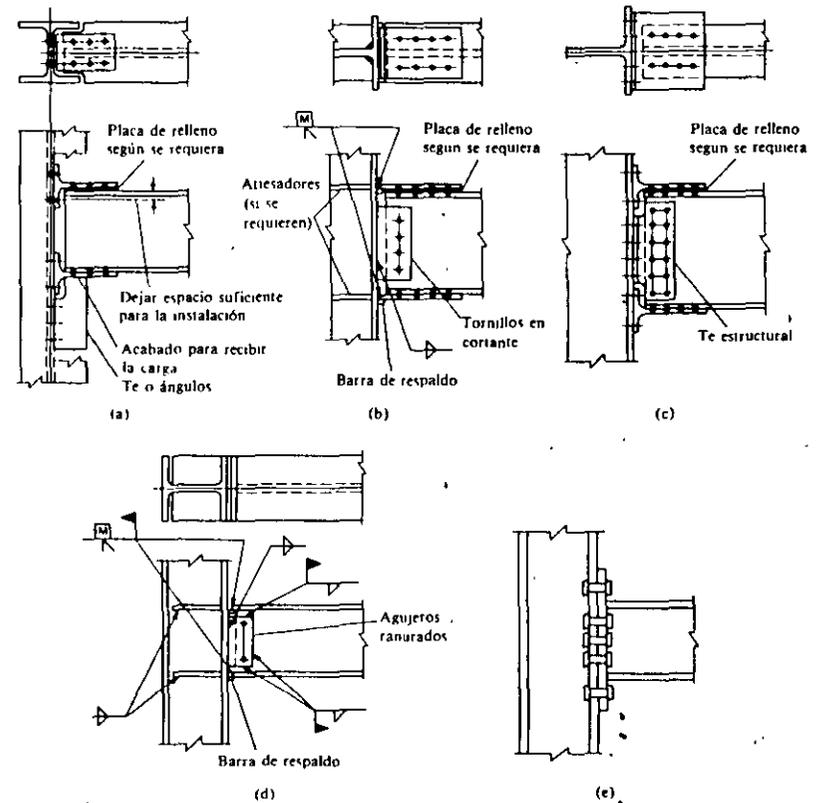


Figura 15-4 Conexiones resistentes a momento.

Las conexiones semirrígidas se usan con frecuencia, pero por lo general al calcular no se obtiene ventaja de sus posibilidades de reducción de momentos. Quizá un factor que hace que los calculistas se abstengan de tomar ventaja de ellas más a menudo, es la limitación de las especificaciones LRFD (sección A2), que sólo permiten la consideración de conexiones semirrígidas, cuando se presenta evidencia de que son capaces de resistir un cierto porcentaje del momento resistente que proporciona una conexión completamente rígida.

Un segundo factor disuasivo es la necesidad de un método de análisis que quedará entre el análisis para vigas simples y el análisis para estructuras indeterminadas, con juntas completamente rígidas. El lector puede ver que el análisis de estructuras en el método de distribución de momentos podría afectarse drásticamente, si las conec-



Conexión semirrígida entre viga y columna. Edificio Ainsley, Miami, Fla. (Lincoln Electric Company.)

xiones en los nudos se supusieran con porcentajes variables de rigidez. Este tema lo estudian en detalle Bruce Johnston y Edward H. Mount en un artículo titulado *Analysis of Building Frames with Semi-Rigid Connections* (Análisis de estructuras de edificios con conexiones semirrígidas).¹ El lector también puede recurrir al capítulo 8 de *Advanced Design in Structural Steel* (Diseño avanzado de acero estructural) por John E. Lothers (Prentice-Hall, 1960) para una excelente exposición sobre este tema. En la fig. 15-3 se muestran diversos tipos de conexiones semirrígidas.

Conexiones rígidas (Tipo FR) son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren el 100% del momento al empotramiento. Las conexiones de este tipo pueden usarse para edificios altos en los que la resistencia al viento se desarrolla proporcionando continuidad entre los miembros de la estructura del edificio. En la fig. 15-4 se muestran varios tipos de conexiones tipo FR que proporcionan una restricción casi del 100%. Los atiesadores en las almas de las columnas se requieren en algunas de esas conexiones para proporcionar suficiente resistencia a la rotación. El diseño de esos atiesadores se tratará en la sección 15-11.

La conexión mostrada en la parte (d) es muy popular entre los fabricantes de

¹ *Trans. ASCE* 107 (1942), pág. 993.

estructuras y la conexión con placa de extremo mostrada en la parte (e) se ha usado también en años recientes.²

15-3 CONEXIONES ESTANDAR DE VIGAS ATORNILLADAS

En la fig. 15-5 se muestran diversos tipos de conexiones atornilladas. Estas conexiones por lo general están diseñadas para resistir sólo al corte, y las pruebas han demostrado que esta práctica es absolutamente satisfactoria. La parte (a) de la figura muestra una *conexión entre vigas* mediante ángulos en el alma. Este tipo de conexión consta de un par de ángulos flexibles, posiblemente conectados en el taller al alma de la viga soportada, y conectados en la obra a la viga o columna de apoyo. Muchas veces cuando se conectan dos vigas es necesario que la cara superior de los patines de las vigas estén al mismo nivel, siendo entonces necesario recortar uno de los patines (*despatinar*) como se muestra en la parte (b) de la figura. En tales conexiones se debe revisar el bloque de cortante como se vio en la sección 3-7 de este texto.

Las conexiones simples de viga a columnas pueden ser ya con ángulos en el alma, ya de asiento, como se muestra en la fig. 15-5. En la parte (c) de la figura, se muestra una conexión estructural en la que dos ángulos de alma se han conectado al alma de la viga en el taller, después de lo cual se colocan en la obra remaches o tornillos a través de los ángulos y la columna. A veces es conveniente tener un ángulo, llamado *asiento de montaje*, que sostenga la viga durante el montaje. Dicho ángulo se muestra en la figura.

La conexión de asiento tiene un ángulo bajo la viga, similar al asiento de montaje que se acaba de mencionar, conectado a la columna en el taller. Además, hay otro ángulo, probablemente en el patín superior de la viga, que en la obra se conecta a la viga y a la columna. Una conexión de asiento de este tipo se muestra en la parte (d) de la figura. Si la limitación de espacio por arriba de la viga causara algún problema, el ángulo superior podría situarse en el lugar opcional mostrado en la parte (e) de la figura. El ángulo superior, en cualquiera de los lugares mencionados, es muy eficaz para evitar que el patín superior de la viga quede accidentalmente fuera de su lugar durante la construcción.

La carga que pueden resistir los tipos de conexión mostrados en las partes (c), (d) y (e) de la fig. 15-5, está severamente limitada por la flexibilidad o resistencia a la flexión de los lados horizontales de los ángulos de asiento. Para cargas más pesadas es necesario utilizar asientos atiesadores como el mostrado en la parte (f) de la figura.

La mayoría de estas conexiones se seleccionan de tablas. El manual LRFD tiene excelentes tablas de selección de conexiones para vigas remachadas, atornilladas o

² J.D. Griffiths, *End-Plate Moment Connections-Their Use and Misuse*, (Conexiones por momento con placas de extremo; uso y abuso), *Engineering Journal*, AISC, vol. 21, núm. 1 (primer trimestre, 1984), págs. 32-34.

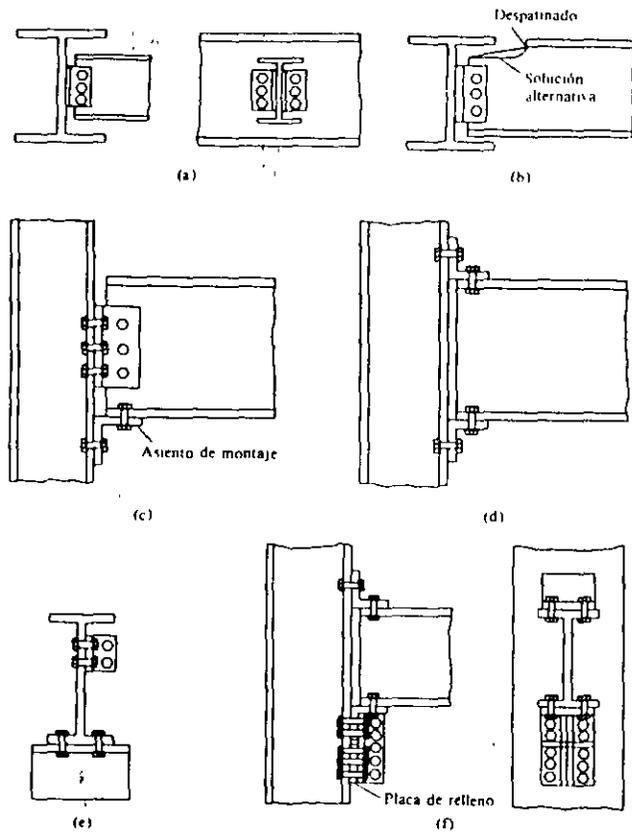


Figura 15-5 (a) Conexión simple. (b) Conexión simple (c) Conexión simple (d) Conexión de asiento. (e) Conexión de asiento. (f) Conexión de asiento con ángulos atiesadores.

soldadas, de los tipos mostrados en la fig. 15-5. Después de que se ha seleccionado una sección de viga laminada es muy conveniente consultar estas tablas y seleccionar una de las conexiones estándar, misma que podrá utilizarse en la inmensa mayoría de los casos.

Con objeto de hacer que estas conexiones estándar tengan un momento resistente tan pequeño como sea posible, los ángulos utilizados en la fabricación de las conexiones, por lo general son livianos y flexibles. Para calificarlos como apoyos simples, los extremos de las vigas deben estar en libertad de girar hacia abajo. La fig. 15-6 muestra la forma como los ángulos, ya sean adosados al alma o de asiento,

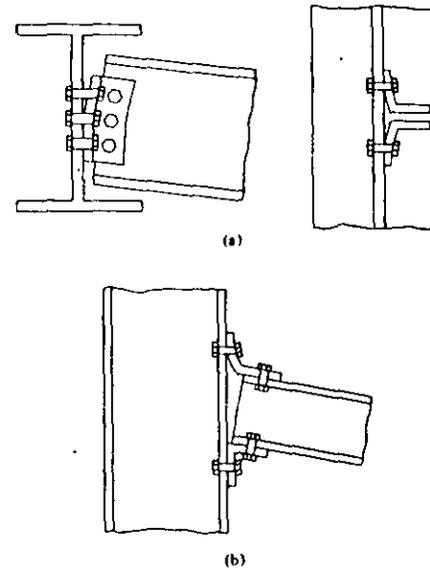


Figura 15-6 (a) Flexión de una conexión simple. (b) Flexión de una conexión de asiento.

se deformarán teóricamente a medida que los extremos de las vigas giren hacia abajo. El proyectista no deberá hacer nada que estorbe estas deformaciones.

Para que ocurran las rotaciones mostradas en la fig. 15-6 debe haber cierta deformación en los ángulos. Es un hecho que si los extremos inclinan la pendiente calculada para extremos simples, los ángulos realmente se flexionarán lo suficiente para tener esfuerzos mayores a los correspondientes al punto del límite de fluencia; si esto ocurre, quedarán deformados permanentemente y las conexiones se aproximarán realmente a la forma de apoyo simple. El lector verá ahora por qué es conveniente usar ángulos delgados y gramiles grandes para el espaciado de remaches o tornillos, si es que el objetivo del calculista son conexiones que trabajen como apoyos simples.

Estas conexiones tienen cierta resistencia a momentos. Cuando los extremos de la viga empiezan a girar hacia abajo, la rotación sin duda es resistida en cierta medida por la tensión en los tornillos superiores, aunque los ángulos sean muy delgados y flexibles. Ignorar el momento resistente de estas conexiones ocasionará vigas de dimensiones conservadoras. Si se van a resistir momentos de cualquier magnitud, es necesario proporcionar juntas tipo rígido y no conexiones con ángulos unidos al alma o ángulos de asiento.

15-4 TABLAS DE CONEXIONES ESTANDAR DEL MANUAL LRFD

En la quinta parte del manual LRFD se presentan una serie de tablas en las que el calculista puede seleccionar varios tipos diferentes de conexiones estándar. Estas tablas contienen conexiones atornilladas o soldadas a base de ángulos, conexiones con ángulo de asiento para las vigas, conexiones con ángulo de asiento atiesado, conexiones cargadas excéntricamente, conexiones a base de un solo ángulo y otros tipos más.

En las siguientes secciones de este capítulo (de la 15-5 a la 15-8) se seleccionan algunas conexiones estándar usando las tablas del manual. Las últimas tres secciones (15-9 a la 15-11) presentan información concerniente al diseño que no se incluye totalmente en las tablas LRFD.

15-5 DISEÑO DE CONEXIONES ESTANDAR ATORNILLADAS A BASE DE ANGULOS

En edificios pequeños y de poca altura (la mayoría de los edificios) las conexiones simples de los tipos mostrados en las partes (a) y (b) de la fig. 15-5 se usan por lo general para conectar las vigas a traveses o a columnas. Los ángulos usados son algo delgados ($5/8$ plg es el espesor máximo arbitrario considerado en el manual LRFD) por lo que tienen la flexibilidad necesaria mostrada en la fig. 15-6. Los ángulos desarrollan pequeños momentos (supuestamente no más del 20% del correspondiente a un empotramiento), pero éstos se ignoran en el diseño.

Los ángulos sobresalen $\frac{1}{2}$ del alma de la viga como se ve en la fig. 15-7. Esta saliente es muy útil para ajustar los miembros durante el montaje.

En esta sección se diseñan varias conexiones estándar atornilladas para vigas simples con ayuda de las tablas de la quinta parte del manual LRFD. En estas tablas se usan las siguientes abreviaturas para las diferentes condiciones de los tornillos:

1. A325-SC y A490-SC (conexiones tipo fricción).
2. A325-N y A490-N (conexiones tipo aplastamiento con roscas en los planos de corte).

Para la sección A-A, véase la Fig. 15-8

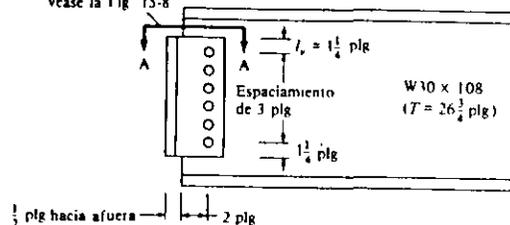


Figura 15-7

15-5 Diseño de conexiones estándar atornilladas

3. A325-X y A490-X (conexiones tipo aplastamiento con roscas fuera de los planos de corte).
4. A307 (tornillos comunes).

Para determinar la capacidad de diseño de las conexiones a base de ángulos atornillados es necesario revisar las resistencias por corte y por aplastamiento de los tornillos, así como la de los ángulos conectores. Para hacer esas revisiones se usan las siguientes tablas del manual LRFD: I-D (resistencia por corte de tornillos), I-E (resistencia por aplastamiento de conexiones), I-F (resistencia por aplastamiento de tornillos con diferentes distancias a los bordes), I-G-1 e I-G-2 (resistencia por bloque de cortante), II-A y II-B (resistencias por corte de tornillos en conexiones tipo aplastamiento y en tipo fricción).

Se puede ver en las tablas II-A y II-B que las longitudes de los ángulos (valores de L en las tablas) de conexiones estándar varían de $5\frac{1}{2}$ a $29\frac{1}{2}$ plg. Sin embargo, si los tornillos se colocan al tresbolillo, las longitudes (valores L en las tablas) varían de 7 a 31 plg. La separación mínima centro a centro de los tornillos es de $2\frac{3}{4}d$ (especificación J3.9), pero una separación de $3d$ se usa en las tablas de conexiones estándar.

Se considera que la longitud mínima de los ángulos conectores debe ser por lo menos igual a la mitad de la distancia entre las puntas que llegan al alma de los filetes de las vigas (llamadas distancias T y dadas en las tablas de propiedades de secciones en la primera parte del manual). Esta longitud mínima se usa para proporcionar suficiente estabilidad durante el montaje.

El ejemplo 15-1 presenta el diseño de los ángulos conectores para una viga simplemente apoyada, usando tornillos tipo aplastamiento en agujeros de tamaño estándar. En este ejemplo, las resistencias de diseño de los tornillos y ángulos se toman de las tablas apropiadas. El autor muestra cómo se revisan los valores dados en las tablas con los procedimientos que se vieron en los capítulos 12 y 13.

EJEMPLO 15-1

Seleccione una conexión de extremo simple para la $W30 \times 108$ ($t_w = 0.545$ plg) mostrada en la fig. 15-7; la reacción factorizada R_u es igual a 160 klb. La viga es de acero A36 y se usarán tornillos A325-N de $\frac{3}{4}$ plg en agujeros estándar de $13/16$ plg.

Solución:

Tabla II-A (Resistencia al corte de tornillos). En esta tabla para tornillos A325-N de $\frac{3}{4}$ plg y una reacción de 160 klb, seleccionamos una conexión de 6 hileras con un ángulo de espesor de $5/16$ plg y una longitud L de $17\frac{1}{2}$ plg. (Esta longitud parece satisfactoria en comparación con la T de $26\frac{3}{4}$ plg para este perfil.) Los tornillos resisten 186 klb en cortante.

Revisión del valor anterior: los 6 tornillos trabajan a cortante doble y resistirán $(6)(2)(0.44)(0.65 \times 54) = 185.3$ klb.

Tabla II-C (Resistencia al corte de los ángulos conectores). En esta tabla

se ve que la resistencia de diseño por corte de los ángulos de 5/16 plg para una conexión con 6 hileras de tornillos A325-N de 3/4 plg, es de 206 klb.

Este valor se basa en la resistencia al corte vertical a través de los agujeros de dos ángulos y determinado con la siguiente fórmula en la que $\phi = 0.75$ y d es el diámetro de los tornillos. La sección J4 de las especificaciones LRFD estipula que para calcular la resistencia por corte se debe usar $d + 1/16$ plg en vez de $d + 1/8$ como en el caso de los miembros a tensión.

$$R_v = \phi 2t[(L \text{ o bien } L') - n(d + 1/16)] 0.6 F_u$$

$$R_v = (0.75)(2 \times 5/16)[(17.5) - (6)(3/4 + 1/16)](0.6)(58) = 205.9 \text{ klb} \checkmark$$

Tabla 1-E (Resistencia por aplastamiento de los tornillos). Para un tornillo A325-N de 3/4 plg apoyado sobre 1 plg, la tabla da un valor de 78.3 klb. Como tenemos 6 tornillos apoyados sobre 0.545 plg, la resistencia total por aplastamiento es de $(6)(78.3)(0.545) = 256 \text{ klb} > 160 \text{ klb}$.

Este valor puede revisarse con la expresión usual para el aplastamiento: $\phi 2.4 dt F_u$ con $\phi = 0.75$.

$$(6)(0.75)(2.4)(3/4)(0.545)(58) = 256 \text{ klb} \checkmark$$

Tabla 1-F (Resistencia por aplastamiento de los ángulos). El tornillo superior con una distancia al borde de arriba de 1 1/4 plg (según la tabla 1.F) puede resistir 54.4 klb para los dos ángulos si se apoya sobre 1 plg, pero está apoyado sobre $2 \times 5/16$ plg de espesor de ángulos.

$$\text{El tornillo superior resiste } (1)(54.4)(2 \times 5/16) = 34 \text{ klb}$$

$$\text{Los otros 5 tornillos resisten } (5)(78.3)(2 \times 5/16) = 244.6 \text{ klb}$$

$$\text{Total} = 278.6 \text{ klb} > 160 \text{ klb}$$

Este valor puede revisarse con las fórmulas J3.1c y J3.1a. Para el tornillo superior apoyado sobre $2 \times 5/16$ plg y localizado a 1 1/4 plg del borde de arriba tenemos $\phi L t F_u = (0.75)(1.25)(2 \times 5/16)(58)$ más la resistencia de los otros 5 tornillos, $(0.75)(2.4)(2 \times 5/16)(58) = 278.7 \text{ klb} \checkmark$.

Para seleccionar las longitudes de los lados de los ángulos es necesario estudiar las dimensiones dadas en la fig. 15-8 que es una vista según el corte A-A en la fig. 15-7. En la parte inferior derecha de la figura se muestran los claros mínimos necesarios para la inserción y poder apretar los tornillos. Estos son las distancias H_2 y C_1 mostradas y se leen, para tornillos de 3/4, en la tabla *Assembling Clearances* (Claros para ensamble) de la quinta parte del manual LRFD.

Para los lados de los ángulos atornillados a la viga se usa un gramil de 2 1/2 plg. Con una distancia mínima al borde de 1 plg seleccionamos para esos lados una longitud de 3 1/2 plg. Para los lados proyectantes al gramil mínimo es $5/16 + 1/8 + 1/4$ plg = 2 1/8 plg, digamos 3 plg. Seleccionamos un lado de 4 plg.

15-5 Diseño de conexiones estándar atornilladas

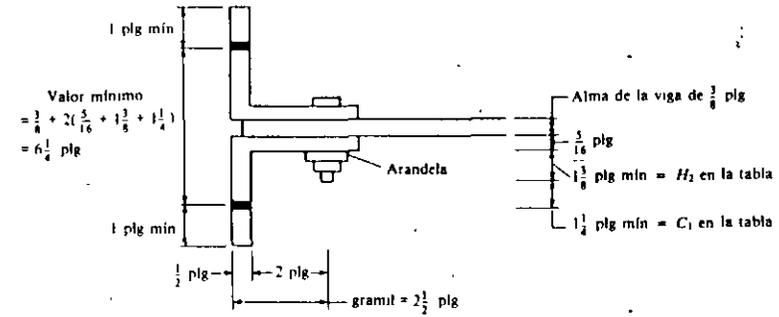


Figura 15-8

Use 2Ls $4 \times 3 \frac{1}{2} \times \frac{3}{8} \times 1$ pie - $5 \frac{1}{2}$ plg.

En el ejemplo 15-2 se presenta el diseño de otra conexión atornillada. El problema es muy parecido al del ejemplo 15-1 excepto que la resistencia de la conexión queda regida por la capacidad a cortante de la sección neta de los ángulos y no por la de los tornillos.

EJEMPLO 15-2

Seleccione una conexión para la W27 x 94 ($t_w = 0.490$ plg) mostrada en la fig. 15-9. La viga simplemente apoyada es de acero A36 y tiene una reacción factorizada R_u igual a 200 klb. La conexión debe hacerse con tornillos A325-N de 3/4 plg en agujeros estándar de 1 1/8 plg.

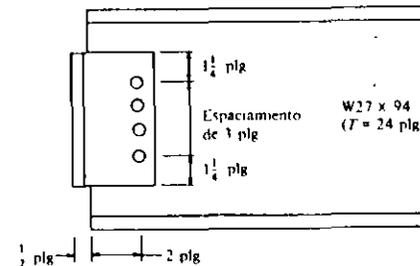


Figura 15-9

Solución:

Tabla 11-A (Resistencia al corte de tornillos). En esta tabla seleccionamos una conexión de 5 hileras con ángulos de 3/8 plg, longitud L de $14 \frac{1}{2}$ plg ($T = 24$

plg) y capacidad de 211 klb. El pie de página c en la tabla señala que la capacidad está regida por la fuerza cortante neta en los ángulos.

Tabla II-C (Resistencia al corte de los ángulos conectores) La capacidad por cortante de los ángulos seleccionados en el último paso es de 192 klb < 200 klb; por eso pasamos a una conexión de 6 hileras que tiene una capacidad de 232 klb > 200 klb.

Tabla I-E (Resistencia por aplastamiento de los tornillos).

Resistencia por
aplastamiento de los tornillos = $(6)(91.3)(0.490) = 268.4 \text{ klb} > 200 \text{ klb}$

Tabla I-F (Resistencia por aplastamiento de los ángulos).

Resistencia por
aplastamiento de los tornillos = $(1)(54.4)(2 \times 3/8) = 40.8$
+ $(5)(91.3)(2 \times 3/8) = 342.4$
383.2 klb > 200 klb

Use 2Ls $6 \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ plg \times 1 pie $5\frac{1}{2}$ plg (la longitud de los lados de los ángulos se selecciona como se describió en el ejemplo 15-1).

15-6 DISEÑO DE CONEXIONES ESTANDAR SOLDADAS A BASE DE ANGULOS

La tabla III en la quinta parte del manual LRFD proporciona la información necesaria para diseñar ángulos de conexión soldados en vigas. Esta tabla se usa normalmente cuando los ángulos se conectan a las vigas en taller y luego en campo se atornillan a otros miembros. Si los ángulos de conexión se sueldan a ambos miembros, los valores para la soldadura dados en la tabla IV del manual se consideran más apropiados.

La soldadura usada para conectar los ángulos a la viga se denomina soldadura A como se muestra en la fig. 15-10. Si una soldadura se usa para conectar la viga

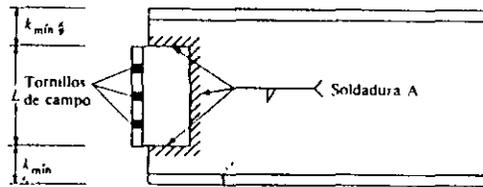


Figura 15-10

a otra viga o columna, esa soldadura se llama soldadura B como se muestra en la fig. 15-11.

Para las situaciones comunes se usan ángulos de $4 \times 3\frac{1}{2}$ plg con el lado de $3\frac{1}{2}$ plg conectado al alma de la viga. Los lados de 4 plg reciben los gramiles estándar para los tornillos que se conectan a los otros miembros. El espesor del ángulo seleccionado es igual al tamaño de la soldadura más $\frac{1}{16}$ plg o el mínimo valor dado en la tabla II-A para los tornillos. Las longitudes de los ángulos son las mismas que las usadas para los casos en donde los tornillos no se disponen en forma escalonada (o sea de $5\frac{1}{2}$ plg a $29\frac{1}{2}$ plg).

Las resistencias de diseño de las soldaduras en el alma de la viga (soldadura A) dadas en la tabla III del manual se calcularon tomando en cuenta las excentricidades por medio del método del centro instantáneo que se estudió brevemente en el capítulo 14. Para seleccionar una conexión de este tipo, el proyectista escoge un tamaño de soldadura de la tabla III y luego pasa a la tabla II-A para determinar el número de tornillos requeridos para la conexión al otro miembro. Este procedimiento se ilustra en el ejemplo 15-3.

EJEMPLO 15-3

Diseñe la conexión simple de una viga que debe soldarse (SAP) a una viga $W30 \times 90$ ($t_w = 0.470$ plg y $T = 26\frac{1}{2}$ plg) y luego atornillarse a otro miembro. La reacción factorizada R_u de la viga es de 210 klb, el acero es A36, los electrodos E70 y los tornillos A325-N de $\frac{3}{4}$ plg.

Solución:

Tabla III (Resistencia de diseño de la soldadura A). Una posibilidad según esta tabla es una soldadura de $\frac{1}{4}$ plg con $20\frac{1}{2}$ plg de longitud y una resistencia de diseño de 269 klb. Esta longitud es compatible con el valor T de $26\frac{1}{2}$ plg. Según la especificación J2.2, para una soldadura de $\frac{1}{4}$ plg el espesor mínimo del ángulo es de $\frac{5}{16}$ plg. El espesor mínimo del alma de la viga es de 0.55 plg, que es mayor que el suministrado de 0.470 plg. La capacidad de la soldadura se debe reducir proporcionalmente, tal como sigue:

$$\frac{0.470}{0.55} (269) = 230 \text{ klb} > 210 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

Tabla II-A (Resistencia al corte de tornillos). La longitud seleccionada para el ángulo es de $20\frac{1}{2}$ plg y esto corresponde a una conexión atornillada con 7 hileras según la tabla II-A. En esta tabla encontramos que 7 hileras de tornillos A325-N de $\frac{3}{4}$ plg soportarán 217 klb, utilizando para ello un ángulo de $\frac{5}{16}$ plg de espesor.

Use 2Ls $4 \times 3\frac{1}{2} \times \frac{5}{16} \times$ 1 pie $8\frac{1}{2}$ plg

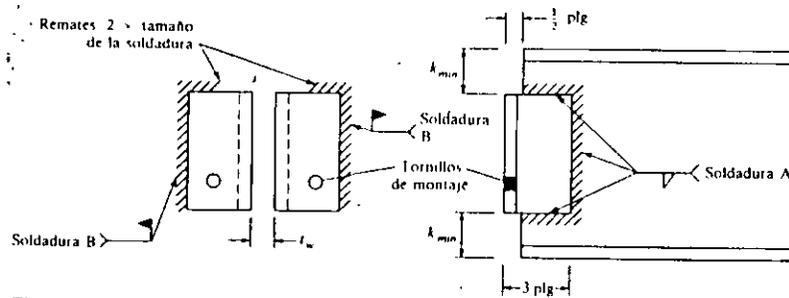


Figura 15-11

La tabla IV en la quinta parte del manual LRFD proporciona la información necesaria para diseñar conexiones estándar a base de ángulos soldados, o sea con soldaduras A y B como se muestra en la fig. 15-11. Para las resistencias de diseño de las soldaduras A se ha tomado en cuenta la excentricidad de la carga (como en la tabla III), pero no para los valores de la soldadura B.

A menudo son necesarios tornillos de montaje para montar estas vigas. Se colocan cerca del fondo de los ángulos para no reducir apreciablemente la flexibilidad de los ángulos. En algunos casos éstos pueden ser necesarios en la parte superior de los ángulos para estabilizar la junta durante el montaje. Tales tornillos se pueden quitar posteriormente si se estima que proporcionan mucha restricción a la rotación.

El ejemplo 15-4 ilustra el diseño de una conexión de viga conectada con soldaduras A y B.

EJEMPLO 15-4

Seleccione una conexión estándar a base de ángulos con soldaduras A y B para una $W30 \times 90$ ($t_w = 0.470$ plg, $T = 26\frac{3}{4}$ plg) que tiene una reacción factorizada igual a 210 klb. Considere electrodos E70 y el proceso SAP de soldado.

Solución:

Tabla IV (Resistencias de diseño de las soldaduras A y B). Para la soldadura A es posible escoger un tamaño $\frac{1}{4}$ plg y una longitud de 20 plg (compatible con T) que soportará 257 klb. Una soldadura B de $\frac{5}{8}$ plg para este caso soportará 228 klb. El espesor mínimo del alma es de 0.55 plg. En consecuencia, la capacidad de la soldadura se reduce proporcionalmente como sigue:

$$\frac{0.470}{0.55} (257) = 219.6 \text{ klb} > 210 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

Use 2 Ls $4 \times 3 \times \frac{1}{4} \times 0$ pie 8 plg

15-7 CONEXIONES A BASE DE UNA SOLA PLACA

Un tipo bastante económico de conexión flexible que se usa cada vez más y que no se considera en el manual LRFD es la conexión a base de una sola placa mostrada en la fig. 15-1(d). Los agujeros para los tornillos se barrenan de antemano en la placa y en el alma de la viga; luego la placa se suelda en taller a la viga o columna soportante y por último se atornilla la viga a la placa en campo. A los montadores les gusta este tipo de conexión por su sencillez. Les agrada especialmente cuando se conecta una viga a cada lado de una trabe como se muestra en la fig. 15-12(a). Todo lo que tienen que hacer es atornillar las almas de las vigas a las placas en cada lado de la trabe. Si se usan ángulos para tal conexión los tornillos deben pasar a través de los ángulos en cada lado de la trabe y también a través del alma de ésta como se ve en la parte (b) de la figura. Esta es una operación de campo algo más difícil de efectuar.

En la conexión con una sola placa, se supone que la reacción se distribuye uniformemente en los tornillos que atraviesan el alma. Se supone también que ocurre una rotación relativamente libre entre los extremos del miembro y la trabe soportante o columna. Varios estudios y pruebas han demostrado que esas conexiones pueden desarrollar algo de momento, dependiendo de los siguientes factores: número, tamaño y arreglo de los tornillos, espesor de la placa y alma de la viga, relación entre el claro y el peralte de la viga, tipo de carga y flexibilidad del elemento soportante.

No se presenta aquí un ejemplo de diseño de este tipo de conexión por no estar considerado en las tablas del manual LRFD. Existe un procedimiento de diseño (*muy empírico*) que emplea cargas de servicio.³

15-8 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS DE ASIENTO PARA VIGAS

Otro tipo de conexión para vigas bastante flexible puede lograrse utilizando un ángulo de asiento como el mostrado en la fig. 15-13. Los asientos para vigas obviamente son una ventaja para los operarios que realizan el montaje. Los conectores para esos ángulos pueden ser tornillos o cordones de soldadura; por falta de espacio consideraremos aquí sólo conexiones a base de soldadura. Los ángulos de asiento por lo general se sueldan en taller a la columna y en campo a la viga. En ocasiones los ángulos de asiento se punzonan para recibir un perno de montaje como se muestra en la figura. Los agujeros pueden ser ovalados, si se desea, con el fin de facilitar la alineación de los miembros.

³R.M. Richard y cols., *The Analysis and Design of Single Plate Framing Connections*, (Análisis y diseño de conexiones simples con una sola placa), *Engineering Journal*, AISC, vol. 17, núm. 2 (segundo trimestre, 1980), págs. 38-52.

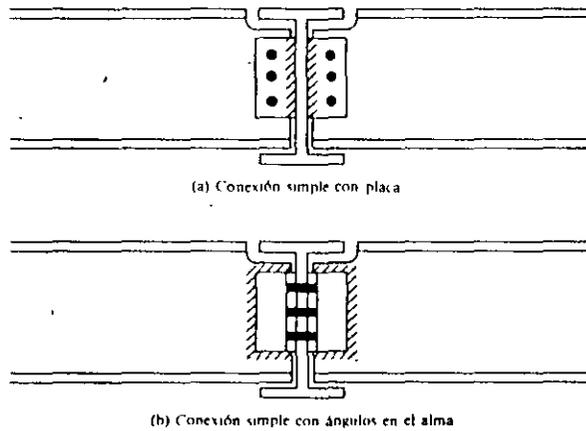


Figura 15-12 (a) Conexión simple con una sola placa. (b) Conexión simple con ángulos en el alma.

Puede usarse una conexión con asiento sólo cuando se usa conjuntamente un ángulo en la parte superior, como se muestra en la fig. 15-13. Este ángulo que proporciona soporte lateral a la viga puede también colocarse opcionalmente a un lado de ella, como se ve en la parte (a) de la figura. Como el ángulo en la parte superior supuestamente no resiste ninguna carga, su tamaño puede seleccionarse a criterio del proyectista. Se usan ángulos bastante flexibles que se flexionan junto con la viga a la que están conectados cuando ésta tiende a rotar bajo las cargas a la que está sometida. Esta situación se ilustró en la fig. 15-6 (b). Un ángulo que se emplea con frecuencia para esto es el de $4 \times 4 \times \frac{1}{4}$.

Como se verá en las tablas LRFD las conexiones de vigas con asientos sin atiesar pueden resistir sólo cargas factorizadas ligeras de hasta 102 klb si se usan ángulos de 1 plg de espesor de acero A36. Para cargas de esta magnitud, dos cordones verticales en los extremos del asiento son suficientes. El ángulo superior se suelda sobre sus bordes horizontales de modo que cuando la viga tienda a rotar este ángulo flexible, tenga libertad de separarse de la columna y participar en la rotación.

Las cargas de diseño mostradas en las tablas VI-A y VI-B se calcularon con base en un traslape (retallo) de $\frac{1}{4}$ plg en vez del nominal de $\frac{1}{2}$ plg usado en conexiones por alma de ángulos. Este valor se usa para compensar posibles defectos en la longitud de la viga. Los valores en la tabla VI-A se basan en vigas y ángulos de asiento hechos con acero A36; los valores en la tabla VI-B se refieren a ángulos de acero A36 y vigas con F_y y 50 klb/plg². Los números en ambas tablas representan las cargas máximas que pueden colocarse en los lados horizontales proyectantes de los ángulos de asiento.

La tabla VI-C proporciona las resistencias de diseño de las soldaduras de los ángulos de asiento. Estos valores se determinaron por medio del método elástico (o

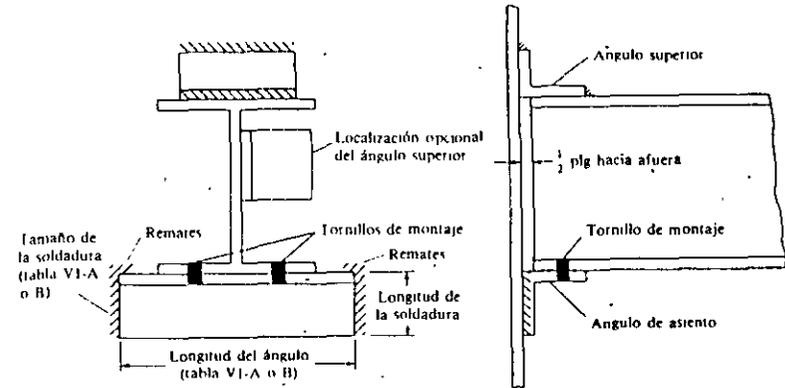


Figura 15-13

vectorial) que se describió previamente en la sección 14-13 del último capítulo. El ejemplo 15-6 ilustra la selección de un ángulo de asiento sin atiesar, así como del ángulo superior de la conexión.

EJEMPLO 15-5

Diseñe un ángulo de asiento soldado sin atiesar para soportar la reacción factorizada de una viga de 60 klb. La viga tiene una sección $W24 \times 55$ ($t_w = \frac{3}{8}$ plg). Se supone que hay suficiente espacio a lo largo del alma de la viga para instalar un ángulo de asiento de 8 plg de longitud. Considere acero A36, electrodos E70 y soldaduras depositadas con el proceso SAP.

Solución:

Tabla VI-A. Para un alma de $\frac{3}{8}$ plg es necesario entrar a la columna de 8 plg de longitud para el lado proyectante del ángulo y llegar al valor de 75 klb; en la tabla se da un valor requerido de 1 plg para el espesor del ángulo.

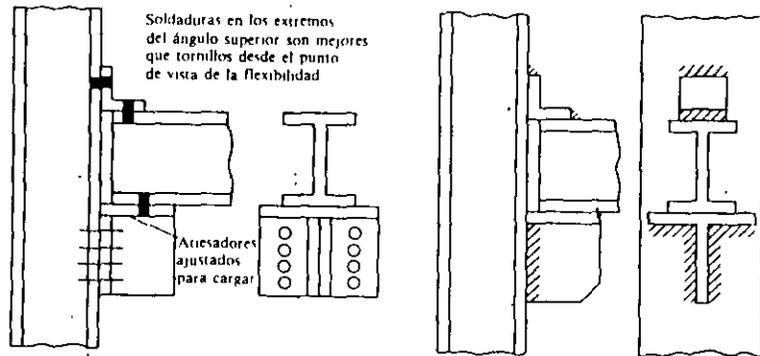
Tabla VI-C. Es posible soportar la carga de 60 klb con un ángulo de $5 \times 3\frac{1}{2}$ plg y una soldadura de $\frac{3}{8}$ plg, o un ángulo de 6×4 plg y una soldadura de $\frac{1}{2}$ plg, o bien, con un ángulo de 7×4 y una soldadura de $\frac{3}{8}$ plg. Sin embargo, con un ángulo de 8×4 plg se requiere sólo un pase de soldadura de $\frac{1}{8}$ plg.

Use un ángulo de asiento de $8 \times 4 \times 1$ plg \times 0 pie 8 plg y un ángulo superior de $4 \times 4 \times \frac{1}{4}$ plg

15-9 CONEXIONES DE ASIENTO ATIESADO

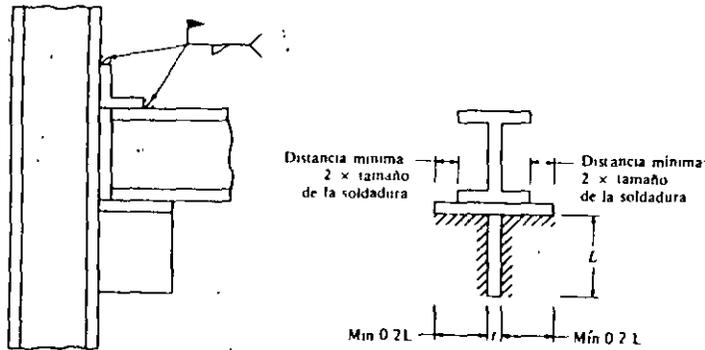
Cuando las vigas se apoyan sobre conexiones de asiento y las reacciones factorizadas son muy grandes (más de 100 klb), es necesario atiesar los asientos. Estas reacciones causan momentos en los lados horizontales de los ángulos de asiento que no pueden resistirse con los ángulos de espesor estándar a menos que de alguna manera se refuercen. En las figs. 15-5(f) y 15-14 se muestran conexiones características de asiento atiesado.

Los asientos atiesados se pueden soldar o atornillar. Los asientos atornilla-



(a) Asiento atiesado con ángulos atornillados

(b) Asiento atiesado con te estructural soldada



(c) Asiento atiesado de dos placas soldadas

Figura 15-14 (a) Silleta atiesada con ángulos atornillados. (b) Silleta atiesada con un perfil T soldado. (c) Silleta atiesada formada por dos placas soldadas.

15-10 Diseño de conexiones resistentes a momento

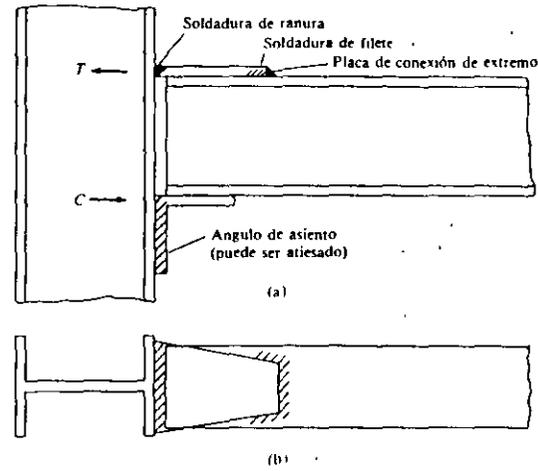


Figura 15-15

dos pueden atiesarse con un par de ángulos como se muestra en la parte (a) de la fig. 15-14. Pueden usarse como atiesadores atornillados o soldados los perfiles estructurales T; en la parte (b) de la misma figura se muestra un atiesador soldado. También se usan comúnmente los atiesadores soldados a base de dos placas como el mostrado en la parte (c).

En la quinta parte del manual LRFD se presentan ejemplos de diseño de conexiones de asiento atiesado, tanto atornillados como soldados. En estos ejemplos se hace uso de las tablas VII y VIII del manual.

15-10 DISEÑO DE CONEXIONES RESISTENTES A MOMENTO

En esta sección se tratarán las conexiones resistentes a momento. No es el propósito del autor describir todos los posibles arreglos de este tipo de conexiones, sino presentar la teoría básica de la transferencia de corte y momento de una viga hacia otro miembro. Si esta información se entiende claramente, el lector será capaz de diseñar en forma satisfactoria otras conexiones resistentes a momento, cualquiera que sea el arreglo de los tornillos o la soldadura.

Las conexiones de vigas, estudiadas previamente, fueron diseñadas con el objeto de eliminar la mayor parte de la resistencia al momento. En estructuras enteramente continuas, las conexiones se diseñan para resistir la totalidad de los momentos calculados. La fig. 15-15(a) muestra un tipo común de conexión resistente a momento. En la conexión mostrada, la fuerza de tensión en la parte superior de la viga es

transferida por soldaduras de filete a la placa superior y por soldadura de ranura, de la placa a la columna. Para facilitar la soldadura de placa superior puede ahusarse como se muestra en la parte (b) de la figura.

Algunas veces los patines de las vigas se sueldan a la columna con cordones de ranura al ras y en el otro extremo con el tipo de conexión que se acaba de describir, este arreglo se ilustra en el ejemplo 15-6.

EJEMPLO 15-6

Diseñe la conexión resistente a momento del tipo mostrado en la fig. 15-16 para los extremos de una W18 x 46. La viga de acero A36, tiene una reacción factorizada de 65 klb y un momento en su extremo de 250 klb-pie. Considere electrodos E70 y el proceso de soldadura SAP. Suponga que se ha seleccionado previamente un ángulo de asiento de 6 x 4 x 3/4 plg.

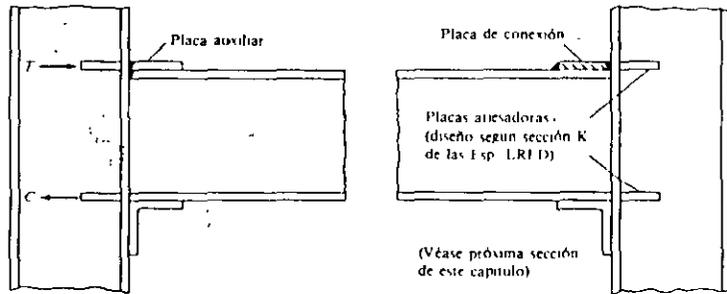


Figura 15-16

Solución:

Conexión por cortante: Ensayamos una soldadura de filete de 1/4 plg en el ángulo de asiento.

$$\text{Altura requerida} = \frac{65}{(2)(0.707)(\frac{1}{4})(0.75)(0.6 \times 70)} = 5.84 \text{ plg (usamos 6 plg en cada lado)}$$

Conexión por momento en el extremo al ras. Suponemos una soldadura de ranura biselada a tope a todo lo ancho del patín:

T = fuerza por resistirse
 = momento dividido entre la distancia entre centros de patines

$$= \frac{12 \times 250}{18.06 - 0.605} = 171.9 \text{ klb}$$

15-10 Diseño de conexiones resistentes a momento

Resistencia de la soldadura a tope en tensión para todo el ancho del patín = (6.060)(0.605)(0.9)(36) = 118.8 klb. Tensión que toma la placa auxiliar = 171.9 - 118.8 = 53.1 klb. Suponiendo una PL de 3/8 plg de espesor se requiere un ancho de

$$\frac{53.1}{\frac{3}{8} \times 0.9 \times 36} = 4.37 \text{ plg (digamos } 4\frac{1}{2} \text{ plg)}$$

Suponiendo una soldadura de filete de 3/16 plg en la placa auxiliar, como se muestra en la fig. 15-7, se requiere:

$$\text{Longitud del filete} = \frac{53.1}{(\frac{3}{16})(0.707)(0.75 \times 0.60 \times 70)} = 4.5 = 12.72 \text{ plg}$$

(digamos 6 1/2 plg en cada lado)

Consideremos 1 plg para la soldadura de bisel.

Use una placa auxiliar de 3/8 x 4 1/2 x 8 plg

Conexión por momento en el extremo opuesto de la placa. Suponiendo que T y C están entre sí a una distancia igual al peralte de la viga:

$$T = \frac{12 \times 250}{18.06} = 166.1 \text{ klb}$$

Suponiendo que la conexión superior tiene un ancho algo menor que el patín de la viga (digamos 5 plg), su espesor se encuentra como sigue:

$$t = \frac{166.1}{(5)(0.9 \times 36)} = 1.025 \text{ plg (digamos } 1\frac{1}{8} \text{ plg)}$$

Suponemos filetes de 3/8 plg en la placa:

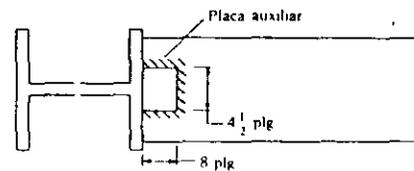


Figura 15-17

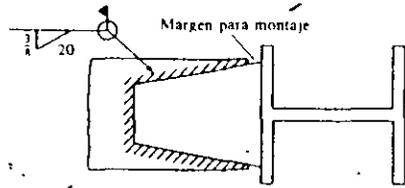


Figura 15-18

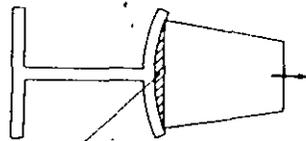
$$\text{Longitud requerida de soldadura} = \frac{166.1}{(3/8)(0.707)(0.75 \times 0.6 \times 70)} = 19.89 \text{ plg}$$

(Véase la fig. 15-18)

15-11 ATIESADORES DE ALMAS DE COLUMNAS

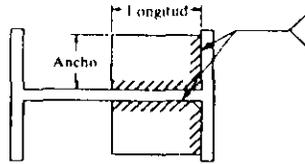
Si una columna a la que se conecta una viga se flexiona apreciablemente en la conexión, el momento resistente de ésta se reducirá sin importar qué tan buena sea la conexión. Además, si la placa superior de la conexión, al tratar de separarse de la columna, flexiona al patín de ésta, como se muestra en la parte (a) de la fig. 15-19,

La Pl. de conexión sobre el patín superior jala la columna, ocasionando que el patín de la W se flexione



La soldadura está sobreesforzada aquí

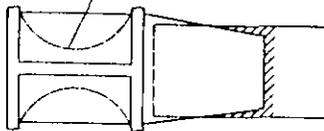
(a)



Placas atiesadoras

(b)

Puede recortarse para permitir el paso de ductos



(c)

Figura 15-19

15-11 Atiesadores de almas de columnas

la parte media de la soldadura puede quedar sobreesforzada (parecido a la acción de arranque que se estudió en el capítulo 13 para tornillos).

Cuando existe el peligro de que el patín de la columna se flexione como se describe aquí, debemos asegurarnos de que se proporcione el momento resistente calculado en la conexión. Esto puede lograrse usando una columna con patines más rígidos o añadiendo placas atiesadoras al alma de la columna como se muestra en la parte (b) de la fig. 15-19. Casi siempre es más conveniente usar una columna más pesada porque las placas atiesadoras en el alma resultan caras y molestas en su uso.

Los arquitectos objetan el uso de placas atiesadoras en el alma de columnas por la dificultad que presentan al libre paso de tuberías y conductos por la parte interior de éstas; sin embargo, esta dificultad puede vencerse fácilmente. Si la conexión es sólo a un patín de la columna, el atiesador no tiene que extenderse más allá de la mitad del peralte de la columna como se muestra en la parte (b) de la fig. 15-19; y si la conexión se hace en ambos patines, las placas atiesadoras pueden perforarse para permitir el paso de los conductos como se muestra en la parte (c) de la figura.

En la exposición que sigue, la fuerza factorizada aplicada por el patín de la viga a la columna se denomina P_{bf} . La especificación LRFD-K1 estipula que si su valor es mayor que cualquiera de las siguientes fuerzas resistentes será necesario proporcionar atiesadores en el alma. En las siguientes expresiones, h_c es la distancia libre del alma de la columna entre los filetes de los patines y t_f es el espesor de los patines de la viga o de la placa de la conexión por medio de la cual se aplica la fuerza concentrada.

P_{fb} = resistencia de diseño del patín

$$= 5.625 t_f^2 F_y \quad (\text{Fórmula LRFD-K1.1})$$

$P_{wtb} + P_{wn}$ = resistencia local a la fluencia en el alma, considerada en el capítulo 10

$$= F_y t_w (5k + t_b) \quad (\text{Fórmula LRFD-K1.2})$$

P_{wb} = resistencia al pandeo del alma sin atiesar

$$= 3690 \left(\frac{t_w}{h_c} \right) t_w^2 \sqrt{F_y} \quad (\text{Fórmula LRFD-K1.8})$$

Los valores de P_{wb} , P_{fb} y $P_{wtb} + P_{wn}$ para los perfiles W normalmente usados como columnas se han calculado e indicado en las tablas de columnas de la segunda parte del manual LRFD para aceros con F_y de 36 y de 50 klb/plg^2 .

El manual sugiere una serie de reglas para el diseño de atiesadores del alma de columnas. Estas son las siguientes:

1. El ancho del atiesador más la mitad del espesor del alma de la columna no debe ser menor que la mitad del ancho del patín de la viga o de la mitad de la placa de conexión por momento que transmite la fuerza concentrada.

- El espesor del atiesador no debe ser menor que $t_b/2$.
- Si hay una conexión por momento aplicada sólo a un patín de la columna, la longitud del atiesador no tiene que exceder de la mitad del peralte de la columna.
- El atiesador debe soldarse al alma de la columna con una resistencia suficiente para tomar la fuerza causada por el momento desbalanceado sobre los lados opuestos de la columna.

Para la columna en el ejemplo 15-7, es necesario usar atiesadores en el alma de ésta o seleccionar una columna más grande. Las dos alternativas se consideran en la solución.

EJEMPLO 15-7

Una columna de acero A36 está formada por un perfil W12×87; está sujeta a fuerzas C y T de 171.9 klb transferidas por la conexión tipo FR a través de los patines de una viga W18×46. Se verá que esta columna no es capaz de resistir esas fuerzas. (a) Seleccione una columna con sección W12 más grande que sea satisfactoria. (b) Usando la sección W12×87, diseñe los atiesadores para el alma de ésta así como sus conexiones. Considere electrodos E70 y el proceso de soldado por arco sumergido (SAS).

Solución:

Datos de la viga W18×46: $b_f = 6.06$ plg, $t_b = t_f = 0.605$ plg

Datos de la columna W12×87: $d = 12.53$ plg, $t_w = 0.515$ plg, $t_f = 0.810$ plg

Revisión de la magnitud de las fuerzas transmitidas a la columna.

Según las tablas de columnas del manual LRFD, se tiene para la W12×87

$$P_{fb} = 133 \text{ klb} < 171.9 \text{ klb} \quad \text{NG}$$

$$P_{wt_b} + P_{wo} = (19)(0.605) + 139 = 150.5 \text{ klb} < 171.9 \text{ klb} \quad \text{NG}$$

$$P_{wb} = 311 \text{ klb} > 171.9 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

Por lo que se requiere una columna más grande o adicionar atiesadores.

(a) Selección de una columna más grande

Por inspección una W12×96 no será suficiente porque P_{fb} en la tabla es menor que 171.9 klb.

Ensayamos una W12×106

$$P_{fb} = 198 \text{ klb} > 171.9 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

$$P_{wt_b} + P_{wo} = (22)(0.605) + 185 = 198.3 \text{ klb} > 171.9 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

$$P_{wb} = 518 \text{ klb} > 171.9 \text{ klb} \quad \text{OK}$$

Use una W12×106

Problemas

(b) Diseño de atiesadores para la W12×87 tomando en cuenta las reglas del LRFD presentadas antes de este ejemplo.

$$\text{Area requerida para el atiesador} = \frac{171.9 - 133}{36} = 1.08 \text{ plg}^2$$

$$\text{Ancho mínimo del atiesador} = \frac{1}{3} b_f - \frac{t_w}{2} = \frac{6.06}{3} - \frac{0.515}{2} = 1.76 \text{ plg}$$

$$t \text{ mínimo de los atiesadores} = \frac{t_b}{2} = \frac{0.605}{2} = 0.3025 \text{ plg}$$

$$t \text{ requerido para los atiesadores} = \frac{1.08}{1.76} = 0.614 \text{ plg} \quad \text{digamos } \frac{5}{8} \text{ plg}$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{1.08}{0.625} = 1.728 \text{ plg}, \quad \text{digamos 4 plg por consideraciones prácticas}$$

$$\text{Longitud mínima} = \frac{d}{2} - t_f = \frac{12.53}{2} - 0.810 = 5.46 \text{ plg}, \quad \text{digamos 6 plg}$$

$$\text{Use 2 PL } \frac{5}{8} \times 4 \text{ plg} \times 0 \text{ pie 6 plg}$$

Diseño de la soldadura de los atiesadores

El tamaño mínimo requerido según la tabla J2.4 es de $\frac{1}{4}$ plg con base en el espesor del alma de la columna de 0.515 plg.

$$\text{Longitud requerida de soldadura} = \frac{171.9 - 133}{(0.75 \times 0.60 \times 70)(0.707)(\frac{1}{4})} = 6.99 \text{ plg}, \quad \text{digamos 7 plg.}$$

PROBLEMAS

- 5-1. Determine la reacción de extremo máxima que puede transmitirse por medio de la conexión al alma del ángulo mostrado. Los tornillos son A325-N de $\frac{1}{2}$ plg con agujero de tamaño estándar. Considere acero A36. (Resp. $R_u = 122$ -klb)

14. Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a traveses en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y el correcto funcionamiento de la estructura.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas¹

NOTACIONES Y UNIDADES

- A (cm²) Parámetro que se utiliza para investigar la estabilidad de almas delgadas de secciones I
- A_B (cm²) Área cargada en columnas compuestas.
- A_1, A_2 (cm²) Áreas que intervienen en la determinación del valor de diseño de la carga de aplastamiento en concreto.
- A_a (cm²) Área del alma o almas de una viga o trabe armada; área de aplastamiento.
- A_{ar} (cm²) Área de la sección transversal de un atiesador o par de atiesadores transversales en el alma de una trabe armada; área total del par de atiesadores colocados en el alma de la columna frente a uno de los patines de la viga en una conexión viga-columna.
- A_n (cm²) Área nominal del vástago de un tornillo o remache.
- A_c (cm²) Área de concreto de una columna compuesta; área efectiva de la losa de concreto en una viga compuesta.
- A_e (cm²) Área neta efectiva.
- A_n (cm²) Área neta de la sección transversal de un miembro.
- A_p (cm²) Área del patín comprimido de una viga o trabe armada.
- A_r (cm²) Área de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta; área de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta.
- A_s (cm²) Área de la sección transversal del perfil de acero de una viga compuesta; área de corte a lo largo de una trayectoria de falla por cortante; superficie mínima de falla limitada por los agujeros de los remaches o tornillos en una conexión.
- A_{sc} (cm²) Área de la sección transversal del vástago de un conector de barra con cabeza.
- A_t (cm²) Área total de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal del elemento de acero estructural de una columna compuesta

¹Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, núm. 46, México, D. F., 3 de diciembre de 1987.

- a (cm) Distancia entre atesadores transversales en una viga o trabe armada; separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras que conectan los montantes de columnas armadas.
- a' (cm) Longitud en el extremo de una cubreplaca que se define en 4.5.3.
- B (cm) Ancho de los patines de una sección *H* utilizada como columna.
- B*₁, *B*₂ Factores de amplificación de momentos para diseño de piezas flexocomprimidas.
- b (cm) Ancho de un elemento plano comprimido; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; ancho del patín de una sección *I* o *H*
- b*_a (cm) Ancho efectivo de elementos planos atesados que forman parte de secciones tipo 4
- b*_c (cm) Ancho del patín de una columna.
- C (adimensional) Coeficiente que depende de la Ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión o en flexo-compresión.
- C*_a (cm⁶) Constantes de torsión por alabeo.
- C*_a Coeficiente que interviene en el cálculo del área de atesadores (adimensional) de trabes armadas
- C*₁, *C*₂, *C*₃ Coeficientes numéricos que se utilizan en la determinación de la resistencia de columnas compuestas. (adimensionales)
- C*₁ (mm) Incremento de la separación entre agujeros sobredimensionados o alargados.
- C*₂ (mm) Incremento de la distancia al borde en agujeros sobredimensionados o alargados.
- D* (cm) Diámetro exterior de un tubo; peralte total de una sección *H* utilizada como columna.
- d* (cm) Peralte de una sección; distancia entre centros de montantes de una columna armada; diámetro nominal de un remache o tornillo; diámetro del rodillo o mecedora de un apoyo libre.
- d*_c (cm) Peralte del alma de una sección *I* medido entre los puntos donde comienzan las curvas o las soldaduras que la unen con los patines; peralte total de una columna.
- d*_t (cm) Peralte total de una viga.
- E* (kg/cm²) Módulo de elasticidad del acero (2 040 000 kg/cm²).
- E*_c (kg/cm²) Módulo de elasticidad del concreto.
- F*_m (kg/cm²) Valor modificado del módulo de elasticidad que se emplea en el cálculo de la resistencia de columnas compuestas.
- FA Factor de amplificación para análisis de segundo orden. (adimensional)
- F*_c Factor de carga. (adimensional)
- F*_{EXX} (kg/cm²) Clasificación de un electrodo para soldadura al arco eléctrico.
- F*_{MB} (kg/cm²) Resistencia nominal de metal base (para diseño de soldadura).
- F*_R Factor de reducción de la resistencia. (adimensional)

- F*_{my} (kg/cm²) Valor modificado del esfuerzo de fluencia que se emplea en el cálculo de la resistencia de columnas compuestas.
- F*_s (kg/cm²) Resistencia nominal de un electrodo.
- F*_U (kg/cm²) Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.
- F*_y (kg/cm²) Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.
- F*_{yal} (kg/cm²) Esfuerzo de fluencia del acero de atesadores.
- F*_{ya} (kg/cm²) Esfuerzo de fluencia del acero de una columna.
- F*_{yr} (kg/cm²) Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta o de las barras de refuerzo longitudinales colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta.
- F*_{yv} (kg/cm²) Esfuerzo de fluencia del acero de una viga.
- f* (kg/cm²) Esfuerzo de compresión en un elemento plano atesado, basado en las propiedades geométricas empleadas para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte
- f*_a (kg/cm²) Esfuerzo normal de una columna, producido por la fuerza axial de diseño.
- f*_c^{*} (kg/cm²) Resistencia nominal del concreto en compresión.
- f*_c (kg/cm²) Resistencia especificada del concreto en compresión.
- f*_t (kg/cm²) Esfuerzo de tensión en el área nominal del vástago de un tornillo o remache, producido por cargas de diseño.
- f*_v (kg/cm²) Esfuerzo cortante en el área nominal del vástago de un tornillo o remache, producido por cargas de diseño.
- G (kg/cm²) Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero (784 000 kg/cm²).
- g* (cm) Separación transversal centro a centro entre agujeros (gramil).
- h* (cm) Peralte del alma de una viga o trabe armada (distancia libre entre patines).
- h*_c (cm) Peralte del alma de una columna, medido entre los puntos donde se inician las curvas (o las soldaduras) que la unen con los patines.
- I* (cm⁴) Momento de inercia.
- J* (cm⁴) Constante de torsión de Saint Venant.
- K* Factor de longitud efectiva de columnas. (adimensional)
- KL/r* Relación de esbeltez de una columna. (adimensional)
- (*KL/r*)_c^{*}, (*KL/r*)_c^{*} Relación de esbeltez de columnas comprimidas axialmente que separan los intervalos de pandeo elástico e inelástico. (adimensional)
- k* Coeficiente que interviene en el cálculo de la resistencia al cortante de almas de vigas y trabes armadas. (adimensional)
- k* (cm) Distancia de la cara exterior del patín a la terminación de la curva o de la soldadura de unión con el alma.
- L* (cm) Longitud libre de una columna, entre secciones soportadas lateralmente, distancia entre puntos de patín comprimido de una viga soportados lateralmente; altura de un entrepiso.

- L_c (cm) Longitud de una canal utilizada como conector de cortantes en construcción compuesta.
- L_p (cm) Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo del colapso.
- L/r (adimensional) Relación de esbeltez de un miembro en tensión; relación de esbeltez de atesadores colocados en puntos de trabes armadas en los que haya fuerzas concentradas.
- L_r (cm) Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 3.3.7, 3.3.8 y 3.3.10.
- L_u (cm) Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación.
- l (cm) Longitud de aplastamiento.
- M (kg/cm) Momento flexionante en el punto de aplicación de una carga concentrada (para el cálculo de conectores de cortante); momento de diseño de un montante de una columna armada.
- M_1 (kg/cm) El menor de los momentos en los extremos de un tramo no soportado lateralmente de una viga o columna flexocomprimida.
- M_2 (kg/cm) El mayor de los momentos en los extremos de un tramo no soportado lateralmente de una viga o columna flexocomprimida.
- M_D (kg/cm) Momento flexionante de diseño
- M_R (kg/cm) Resistencia de diseño en flexión.
- M_{Rx}, M_{Ry} (kg/cm) Resistencias de diseño en flexión alrededor de los ejes x y y , respectivamente
- M_{Ri} (kg/cm) Momento de diseño en el extremo de una columna producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables en los extremos.
- M_{ip} (kg/cm) Momento de diseño en el extremo de una columna producido por cargas que ocasionan desplazamientos laterales apreciables en los extremos.
- M_{c1} (kg/cm) Parte del momento M_u que proviene de la resistencia de la sección a la torsión de Saint Venant.
- M_{c2} (kg/cm) Parte del momento M_u que proviene de la resistencia de la sección a la torsión por alabeo.
- M_m (kg/cm) Momento resistente de diseño de una sección H flexionada alrededor del eje x .
- M_n (kg/cm) Momento resistente nominal de una sección compuesta.
- M_{ou} (kg/cm) Momento máximo entre apoyos de un miembro flexocomprimido cuyos extremos no se desplazan linealmente, sobre el que actúan cargas transversales.
- M_p (kg/cm) Momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión
- M_{px}, M_{py} (kg/cm) Momentos resistentes de diseño alrededor de los ejes x y y , respectivamente, de la sección transversal de una barra flexocomprimida, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión y suponiendo, en cada caso, que el otro momento es nulo.

- M_{pv} (kg/cm) Momento plástico resistente de una viga.
- M_{px}, M_{py} (kg/cm) Momentos plásticos resistentes nominales de una sección para flexión alrededor de los ejes x y y , respectivamente.
- M_u (kg/cm) Momento resistente nominal de una sección.
- M_{ucx}, M_{ucy} (kg/cm) Momentos resistentes de diseño de columnas flexionadas en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por compresión y por posible pandeo lateral.
- M_{uox}, M_{uoy} (kg/cm) Momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes x y y , respectivamente, de las secciones transversales extremas de una barra flexocomprimida; momentos de diseño en la sección considerada de una barra en flexotensión.
- M_{uox}^*, M_{uoy}^* (kg/cm) Momentos de diseño amplificados que actúan alrededor de los ejes x y y , respectivamente; de las secciones transversales de una barra flexocomprimida.
- M_y (kg cm) Momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en una sección.
- N (cm) Longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica una carga concentrada en una viga.
- (adimensional) Coeficiente que aparece en la ecuación 3.2.1, para determinar la resistencia de diseño de miembros comprimidos; número de planos paralelos en los que están colocados los montantes de columnas armadas; número de conectores de cortantes necesarios entre una sección de momento máximo y otra de momento nulo.
- P (kg) Fuerza de diseño transmitida por un remache o tornillo.
- P_E (kg) Carga crítica nominal de pandeo elástico.
- P_{Ex}, P_{Ey} (kg) Cargas críticas nominales de pandeo elástico alrededor de los ejes x y y , respectivamente.
- P_R (kg) Fuerza cortante de diseño en el extremo de una viga dividida entre el número de remaches o tornillos que la transmiten.
- P_{cr} (kg) Carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral de un entrepiso.
- P_D (kg) Valor de diseño de la carga de aplastamiento en concreto.
- P_{pv} (kg) Fuerza que transmite a la columna uno de los patines de la viga, o la placa horizontal ligada a él, en una conexión viga-columna.
- P_u (kg) Fuerza axial de diseño que obra sobre una columna comprimida axialmente o flexocomprimida; fuerza axial de diseño en una barra en flexotensión; fuerza axial de diseño en una barra en tensión.
- P_y (kg) Carga axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material.
- P (adimensional) Coeficiente que vale P_u/F_y , P_y .
- Q (adimensional) Factor de reducción de las fuerzas sísmicas; factor de pandeo local.
- Q_s (adimensional) Cociente del área efectiva de una sección tipo 4 entre su área total.

- Q_n (kg) Resistencia nominal de un conector de cortante.
 Q_s Factor de reducción de la resistencia en compresión de elementos planos no atesados que forman parte de secciones tipo 4.
 R (kg/cm) Rigidez de entrepiso
 R (cm) Radio de una barra o placa doblada en la que se deposita soldadura.
 R_N (kg) Resistencia nominal en flexión de un patín con carga lineal; resistencia nominal del alma de una sección I o H .
 R_v (kg) Resistencia nominal en cortante del alma de una viga sujeta a fuerzas axiales y cortantes elevadas.
 R_c (kg) Resistencia de diseño de un elemento estructural en compresión axial
 R_n (kg) Resistencia nominal por aplastamiento.
 R_t (kg) Resistencia de diseño de un elemento estructural en tensión.
 r (cm) Radio de giro.
 S (cm³) Módulo de sección elástico.
 S_o (cm³) Módulo de sección elástico efectivo de secciones cuyo patín comprimido es tipo 4 y está compuesto por elementos planos atesados.
 s (cm) Separación longitudinal centro a centro entre agujeros consecutivos (en la dirección en que se transmiten las fuerzas)
 T (cm) Grosor de la pared de un tubo.
 T_b (kg) Fuerza de pretensión en un tornillo de alta resistencia.
 T_u (kg) Fuerzas de tensión de diseño en un tornillo de alta resistencia.
 t (cm) Grosor de un elemento plano; grosor del alma de una viga o trabe armada, grosor total del alma en una junta viga-columna
 t_a (cm) Grosor del alma de una viga o trabe armada; grosor del alma de una canal utilizada como conector de cortante
 t_c (cm) Grosor del alma de una columna.
 t_o (cm) Grosor del patín de una canal utilizada como conector de cortante; grosor del patín de una sección I o H .
 t_{pc} (cm) Grosor del patín de una columna.
 t_v (cm) Grosor del patín de una viga o de la placa con la que se conecta a una columna.
 U Coeficiente de reducción del área; se utiliza para calcular el área neta efectiva.
 V (kg) Fuerza cortante de diseño de los montantes de una columna armada
 V_D (kg) Fuerza cortante de diseño:
 V_N (kg) Resistencia nominal al cortante.
 V_R (kg) Resistencia de diseño al cortante.
 W_u (kg) Suma de las cargas verticales de diseño que obran en las columnas de un entrepiso de una estructura.
 X Coeficiente que se utiliza en las ecuaciones, 3.3.14 y 3.3.16.
 X_u Coeficiente que se utiliza en las ecuaciones, 3.3.13 y 3.3.15.

- Y Coeficiente del esfuerzo de fluencia del acero del alma de una trabe armada entre el esfuerzo de fluencia del acero de los atesadores.
 Z (cm³) Módulo de sección plástico
 Z_c (cm³) Módulo de sección plástico de una columna.
 Z_v (cm³) Módulo de sección plástico de una viga.
 Z_x, Z_y (cm³) Módulo de sección plástico para flexión alrededor de los ejes x y y , respectivamente.
 α Exponente que aparece en la ecuación de interacción 3.4.1.
 β Exponente que aparece en la ecuación de interacción 3.4.6.
 δ_o (cm) Deflexión máxima entre apoyos de un miembro flexocomprimido cuyos extremos no se desplazan linealmente, sobre el que actúan cargas transversales.
 λ Parámetro de esbeltez de una columna, que vale (KL/r)
 ΔOH (cm) Desplazamiento horizontal relativo de los niveles que limitan un entrepiso
 ΣH (kg) Fuerza cortante de diseño de un entrepiso.
 ΣP_u (kg) Suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas de un entrepiso.
 ΣP_E (kg) Suma de cargas críticas de pandeo elástico de todas las columnas de un entrepiso, en la dirección que se esté analizando.
 ΣP_y (kg) Suma de fuerzas axiales que ocasionarían la plastificación de todas las columnas de un entrepiso.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. ALCANCE

En esta parte se incluyen disposiciones para diseño y construcción de estructuras de acero y otros metales.

1.2. CRITERIOS DE DISEÑO

El dimensionamiento se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Sexto del Reglamento y en estas normas complementarias, o por algún procedimiento alternativo que cumpla con los requisitos del artículo 195 del mencionado Título Sexto.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el factor de reducción F_R correspondiente.

Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen, en general, multiplicando por el factor de carga correspondiente los valores de las fuerzas y momentos internos calculados bajo acciones nominales.

En los casos en que los efectos geométricos de segundo orden influyan significativamente en la respuesta de la estructura, las fuerzas y momentos internos de diseño deben obtenerse multiplicando las acciones nominales por los factores de carga antes de efectuar el análisis, el que se lleva a cabo con las acciones nominales factorizadas.

Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio; es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicios sea satisfactorio.

1.3. TIPOS DE ESTRUCTURAS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que les proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección

Pueden utilizarse estructuras de algunos de los dos tipos básicos que se describen a continuación, en cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

Las estructuras del tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que ocurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Esas conexiones deben ser capaces de transmitir, como mínimo, 1.25 veces el momento de diseño que haya en el extremo de cada barra, teniendo en cuenta, cuando sea necesario, el efecto de las fuerzas cortantes o normales de diseño que haya en ella, multiplicadas también por 1.25, independientemente de satisfacer todos los requisitos aplicables de la sección 5.8.

Las estructuras del tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 % de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados.

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

- a) El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 80 % de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u .

- b) La curva carga-deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de 1 %, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 %.
- c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 (inciso 2.3.1).
- d) Los miembros están contraventeados lateralmente de acuerdo con los requisitos del inciso 3.3.2.1.
- e) Se colocan atiesadores dobles, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparecen articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que intervienen en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionadas por cargas de impacto, bajas temperaturas u otros factores.

En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos y de manera que ningún momento se reduzca en valor absoluto en más de 30 % en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 o 2 de la sección 2.3 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que L_p (inciso 3.3.2.1a) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 % en vigas tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 o 3.

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

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

2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

2.1. ÁREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

2.1.1. Generalidades

El área total de un miembro, A_t , es el área completa de su sección transversal, y el área neta, A_n , es la que se obtiene al hacer las deducciones que se especifican más adelante

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

2.1.2. Área neta

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

- En el cálculo del área neta de barras en tensión, el ancho de los agujeros para pernos o tornillos se toma 1.5 mm mayor que el diámetro nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos. Para determinar el área neta en cortante se utilizan las dimensiones nominales de los agujeros.
- Cuando haya varios agujeros en una normal al eje de pieza, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando al ancho total la suma de los anchos de los agujeros.
- Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles para determinar a cuál de ellas le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de todos los agujeros que se encuentran sobre la trayectoria escogida y sumando para cada espacio entre agujeros la cantidad $s^2/4p$, donde s es la separación longitudinal centro a centro entre los dos agujeros considerados (p aso) y g la separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).

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

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

2.1.3. Área neta efectiva

El área neta efectiva de miembros sujetos a tensión axial se calcula como sigue:

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

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

$$A_e = UA_n \quad (2.1.1)$$

A_n es el área neta del miembro y U es un coeficiente de reducción del área.

Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras colocadas en algunas

de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = UA_t \quad (2.1.2)$$

A_t es el área total del miembro y U es un coeficiente de reducción del área.

Los valores de U serán los que se indican a continuación, excepto cuando por medio de pruebas u otros criterios reconocidos se demuestre que pueden utilizarse valores más grandes.

- Secciones laminadas H o I con patines de ancho no menor que $2/3$ del peralte y tés estructurales obtenidas de ellas, conectadas por los patines; cuando la conexión es remachada o atornillada debe haber tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.90$.
- Secciones laminadas H o I que no cumplan las condiciones del párrafo anterior; tés estructurales obtenidas de ellas y todas las secciones restantes, incluidas las formadas por varias placas; cuando la conexión es remachada o atornillada debe haber tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.85$.
- Todos los miembros con conexiones remachadas o atornilladas que tengan sólo dos conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.75$.
- Elementos planos conectados a lo largo de sus bordes longitudinales por medio de soldaduras de filete o de penetración, cuando la separación transversal entre las soldaduras exceda de 20 cm: $U = 0.70$.

2.1.4. Placas de unión

En el diseño de placas que forman parte de juntas remachadas o atornilladas sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras, se utilizará el área neta calculada de acuerdo con el inciso 2.1.2, pero esa área neta no se tomará mayor que el 85 % del área total, aunque el cálculo arroje un valor más elevado

2.2. ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ

En esta cláusula se especifican requisitos de carácter general para asegurar la estabilidad de la estructura en conjunto y la de cada uno de sus elementos.

2.2.1. Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez KL/r de los miembros comprimidos axialmente o flexo-comprimidos se determina con la longitud efectiva KL y el radio de giro r correspondiente. L es la longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateral-

mente, y K es el factor de longitud efectiva, que se calcula como se indica más adelante. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que K , L y r , o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre L .

2.2.2. Factor de longitud efectiva

En la determinación del factor de longitud efectiva K deben considerarse las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que se está diseñando, y tenerse en cuenta las condiciones de sujeción en sus extremos. Se considerarán tres casos:

a) Miembros con extremos fijos linealmente

Los efectos de esbeltez son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva K suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado que tenga en cuenta las restricciones angulares en los extremos.

Los puntales de contraventeo y las barras comprimidas y flexocomprimidas que forman parte de armaduras se encuentran en este caso.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos

Estos efectos pueden despreciarse en las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que formen parte de estructuras regulares, cuando el desplazamiento horizontal relativo del nivel superior con respecto al inferior, dividido entre la altura total del entrepiso, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y el peso de la construcción por encima de él. En el cálculo de los desplazamientos se toma en cuenta la rigidez de todos los elementos que forman parte integrante de la estructura. Cuando los desplazamientos son producidos por sismo, se calculan multiplicando por el factor de comportamiento sísmico Q los causados por las fuerzas sísmicas reducidas.

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

El factor de longitud efectiva K debe tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado.

En el comentario de estas normas técnicas se presenta un nomograma que proporciona valores aproximados del factor K aplicables en este caso.

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

Esos efectos no pueden despreciarse en las columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando los desplazamientos exceden el límite indicado en b . Suelen estar en este caso las columnas de edificios cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

El factor de longitud efectiva K , que es siempre mayor que 1.0, debe determinarse utilizando un método racional.

En el comentario de estas normas técnicas se presenta un nomograma que proporciona valores aproximados aplicables en este caso.

2.2.3. Relaciones de esbeltez máximas

La relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no excederá de 200.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales ni de 300 en contravientos y otros miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

Si el miembro en tensión es una varilla no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensionarlas para evitar vibraciones o deformaciones transversales excesivas.

2.2.4. Marcos contraventeados

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

1. Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño.
2. Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales (efecto $P \Delta$), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

Si el edificio está provisto de muros de cortante ligados a los marcos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez adecuada, esos muros de cortante forman parte del sistema vertical del contraventeo.

Al estudiar el pandeo y la estabilidad lateral de la estructura puede considerarse que las columnas, vigas y diagonales de los marcos contraventeados forman una armadura vertical en voladizo, con uniones articuladas, y deben tenerse en cuenta sus cambios de longitud.

Las fuerzas axiales en los miembros de los marcos contraventeados, producidas por las fuerzas verticales y horizontales de diseño, no deben exceder de $0.85 P_y$, donde P_y es el producto del área de la sección transversal del miembro por el esfuerzo de fluencia del acero.

Las vigas incluidas en el sistema vertical de contraventeo se diseñarán como elementos flexocomprimidos, teniendo en cuenta las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

2.2.5. Marcos sin contraventeo

La resistencia de los marcos que forman parte de edificios carentes de contraventeo y de muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por los desplazamientos laterales de los niveles y por la deformación axial de las columnas.

Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de éstas y las fuerzas horizontales de diseño. La fuerza axial en las columnas, producida por solicitaciones de diseño, no excederá de $0.75 P_v$.

2.3. RELACIONES ANCHO/GRUESO Y PANDEO LOCAL

2.3.1. Clasificación de las secciones

Las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos, en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión o en flexocompresión y de acuerdo con las condiciones que se especifican más adelante.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico) pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas) pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante de esa magnitud.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de algunos de los elementos planos que las componen.

Para que una sección sea clasificada como tipo 1, sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; además si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de carga, y si trabaja en compresión axial o en flexocompresión debe tener dos ejes de simetría. Las secciones tipo 2 en flexión deben tener un eje de simetría en el plano de carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la simetría.

Los estados límite de resistencia de los diferentes tipos de sección son los siguientes:

Secciones tipo 1. Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para satisfacer las suposiciones del análisis plástico.

Secciones tipo 2. Igual que las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación.

Secciones tipo 3. Desarrollo del momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o de ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas.

Secciones tipo 4. Pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

En los miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en la capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipos 1 a 3.

2.3.2. Relaciones ancho/grueso máximas

Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos de los tres primeros tipos de secciones definidos arriba no deben exceder los valores de la tabla 2.3.1, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local. Las secciones en las que se exceden los límites correspondientes a las tipo 3 son tipo 4.

2.3.3. Ancho

2.3.3.1. Elementos planos no atiesados

Reciben el nombre de elementos planos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma como sigue.

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

Tabla 2.3.1. Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (diseño plástico)	Tipo 2 (compactas)	Tipo 3 (no compactas)
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión, elementos comprimidos soportados a lo largo de uno solo de los bordes longitudinales			$640/\sqrt{F_c}$

Tabla 2.3 (continuación)

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (diseño plástico)	Tipo 2 (compactas)	Tipo 3 (no compactas)
Atiesadores de travesaños armados, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal			$800/\sqrt{F_y}$
Almas de secciones T		$540/\sqrt{F_y}$	$1100/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones I, H o T, y canales, en flexión	$460/\sqrt{F_y}$	$540/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones I, H o T, y de canales, en compresión pura; placas que sobresalen de miembros comprimidos ⁽¹⁾	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión, cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza	$1600/\sqrt{F_y}$	$1600/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
Almas de secciones I o H y placas de secciones en cajón, en compresión pura ⁽¹⁾	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
Almas en flexión	$3500/\sqrt{F_y}$	$5300/\sqrt{F_y}$	$8000/\sqrt{F_y}$
Almas flexocomprimidas	Si $P_u/P_y \leq 0.28$, ⁽²⁾ $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4 P_u/P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.28$, $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$, $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u/P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.15$, $\frac{3339}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.371 P_u/P_y)$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$, $\frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u/P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.15$, $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.598 P_u/P_y)$
Secciones circulares huecas en compresión axial ⁽³⁾	$132\ 000/F_y$	$184\ 000/F_y$	$235\ 000/F_y$

¹ En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3

² P_u es la fuerza de diseño.

³ Ver 2.3.5

2.3.3.2. Elementos planos atiesados

Reciben el nombre de elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma como se indica a continuación:

- En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras, remaches o tornillos.
- En patines de secciones laminadas en cajón, la distancia libre entre almas, menos los radios de las dos curvas de unión.
- En almas de secciones formadas por placas, H, I o en cajón, la distancia entre líneas adyacentes de remaches o tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines.
- En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

2.3.4. Grosor

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

2.3.5. Secciones circulares huecas

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

2.3.6. Secciones tipo 4 (esbeltas)

2.3.6.1. Elementos planos no atiesados

En la determinación de la resistencia de diseño de elementos planos no atiesados comprimidos de relación ancho/grosor mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, y en la de miembros estructurales que contienen elementos planos de este tipo, debe incluirse un factor de reducción Q_s , que se calcula con las ecuaciones 2.3.1 a 2.3.4.

- Para ángulos aislados:

$$\text{si } 640/\sqrt{F_y} < b/t < 1\ 300/\sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.00053(b/t)\sqrt{F_y} \quad (2.3.1)$$

$$\text{si } b/t \geq 1\ 300/\sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1.090\ 000/[F_y (b/t)^2] \quad (2.3.2)$$

- b) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y traves armadas:

$$\text{si } 830/\sqrt{F_y} < b/t < 1470/\sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052(b/t)\sqrt{F_y} \quad (2.3.3)$$

$$\text{si } b/t \geq 1470/\sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1.400\,000/[F_y (b/t)^2] \quad (2.3.4)$$

2.3.6.2. Elementos planos atiesados

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos atiesados comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, debe utilizarse un ancho efectivo reducido b_e .

- a) Para patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas, con patines de grueso uniforme:

$$b_e = \frac{2730 t}{\sqrt{f}} \times \left[1 - \frac{540}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.5)$$

- b) Para cualquier otro elemento plano atiesado comprimido uniformemente:

$$b_e = \frac{2730 t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{480}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.6)$$

En las ecuaciones anteriores

- b = ancho del elemento comprimido (inciso 2.3.3)
- b_e = ancho efectivo reducido
- t = grueso del elemento comprimido
- f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las solicitaciones de diseño, basado en las propiedades geométricas que se emplean para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte.

En las ecuaciones 2.3.1 a 2.3.6 los esfuerzos F_y y f deben tomarse en kg/cm^2 , y las dimensiones de las placas, b y t , en cm; Q_s es un número abstracto y b_e se obtiene en cm.

El factor de área Q_s es el cociente del área efectiva de la sección dividida entre su área total, y el área efectiva es igual a la total menos la suma de los productos $b - b_e t$ de todos los elementos planos atiesados que haya en la sección.

2.3.6.3. Secciones formadas por elementos planos atiesados y elementos planos no atiesados

En la determinación de la resistencia de diseño de miembros cuya sección transversal contiene elementos planos no atiesados y elementos planos atiesados interviene el factor $Q = Q_s Q_n$. El esfuerzo f que se utiliza en las ecuaciones 2.3.5 o 2.3.6 para calcular el ancho efectivo b_e de los elementos planos atiesados no tiene que ser mayor que el producto $Q_s F_y$, donde Q_s , que se calcula con las ecuaciones 2.3.3 o 2.3.4, corresponde al elemento atiesado que tiene la mayor relación b/t .

3. RESISTENCIA

En este capítulo se proporcionan fórmulas y recomendaciones para determinar la resistencia de diseño de miembros de acero estructural y de miembros compuestos, formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado o con recubrimientos o rellenos de este material, sometidos a las solicitaciones más comunes en estructuras reticulares.

3.1. MIEMBROS EN TENSIÓN

Esta sección es aplicable a miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro.

Cuando se espere que el elemento estructural en estudio vaya a quedar sometido durante su vida útil a un número muy elevado de ciclos de carga, en el cálculo de su resistencia se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

3.1.1. Estados límite

Para el diseño de miembros en tensión se considerarán los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta

3.1.2. Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecuaciones 3.1.1 y 3.1.2. Tomando A_t y A_n , en cm^2 y F_y y F_u en kg/cm^2 , F_R se obtiene en kg.

- a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = A_n F_u F_R \quad (3.1.2)$$

A_t es el área total de la sección transversal del miembro, A_n el área neta efectiva, calculada de acuerdo con 2.1.3, F_y el valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material y F_u el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todos los elementos que componen su sección transversal, el área neta efectiva de la ecuación 3.2.1 es igual al área total. Si hay agujeros entre las conexiones soldadas de los extremos del elemento, o si las conexiones contienen soldaduras de tapón o de ranura, en esa ecuación se usa el área neta efectiva a través de los agujeros.

3.2. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Esta sección es aplicable a miembros prismáticos sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales.

3.2.1. Estados límite

Para el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 o 3 se considerará el estado límite de inestabilidad por flexión; en secciones tipo 4 se considerará, además, el estado límite de pandeo local. En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o tés, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o las formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta también los estados límite de pandeo por flexotorsión y por torsión.

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

3.2.2. Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial se determina con alguna de las ecuaciones 3.2.1 a 3.2.6. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límite pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño. Si la sección transversal es tipo 1, 2 o 3, la resistencia de diseño se determina como se indica en el inciso 3.2.2.1; si es tipo 4, se siguen las recomendaciones del inciso 3.2.2.2.

Tomando A_t en cm^2 y F_y en kg/cm^2 , las ecuaciones 3.2.1 a 3.2.6 proporcionan R_c en kg.

3.2.2.1. Estado límite de pandeo por flexión

a) Miembros de sección transversal H , I , o rectangular hueca.

$$F_R = 0.90$$

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (3.2.1)$$

A_t es el área total de la sección transversal de la columna.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

donde KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna, n es un coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes:

Columnas de sección transversal H o I , laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 del inciso 2.3.1: $n = 1.4$.

Columnas de sección transversal H o I , hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 del inciso 2.3.1: $n = 1.0$.

Cuando el límite de fluencia del acero sea de 3 500 kg/cm^2 o más, pueden utilizarse valores de n mayores, si se efectúa un estudio que lo justifique.

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en a

$$F_R = 0.85$$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, R_c = \frac{20\,120\,000}{(KL/r)^2} A_t F_R \quad (3.2.2)$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c, R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 (KL/r)_c^2} \right] F_R$$

$$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{F_y} \quad (3.2.3)$$

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna y $(KL/r)_c$ el valor de la relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico

3.2.2.2. Estado límite de pandeo local

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, la resistencia de diseño R_c se determina, cualquiera que sea la forma de la sección, como sigue:

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c^*, R_c = \frac{20\,120\,000}{(KL/r)^2} A_r F_R \quad (3.2.4)$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c^*, R_c = Q A_r F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}} \right] F_R$$

$$(KL/r)_c^* = 6340/\sqrt{Q F_y}; F_R = 0.75 \quad (3.2.5)$$

En miembros de sección transversal H o rectangular hueca, los valores de R_c obtenidos en las ecuaciones 3.2.4 y 3.2.5 no deben ser mayores que los obtenidos con la ecuación 3.2.1 multiplicados por el factor Q

El área A_p y el radio de giro r de las ecuaciones 3.2.4 y 3.2.5 son los de la sección transversal total.

Q es un factor de pandeo local dado por

$$Q = Q_s Q_a$$

Q_s y Q_a se calculan como se indica en 2.3.6, Q_s corresponde al elemento plano no atesado que tiene la mayor relación v/t . En secciones formadas exclusivamente por elementos planos atesados Q_s se toma igual a la unidad, y en secciones formadas exclusivamente por elementos planos no atesados Q_a se toma igual a la unidad.

Columnas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño de columna de sección transversal circular hueca, de paredes delgadas, sometidas a compresión axial, que no satisfacen los requisitos del inciso 2.3.2 pero cuya relación diámetro/groeso de paredes no excede de $944\,000/F_y$, es igual al menor de los valores proporcionados por las ecuaciones 3.2.4 y 3.2.5, con $Q = 1.0$, por la expresión:

$$R_c = \left(\frac{77\,300}{D/T} - \frac{2F_y}{3} \right) A_r F_R \quad (3.2.6)$$

D es el diámetro exterior del tubo y T el grueso de la pared, los dos en la misma unidad de longitud; $F_R = 0.70$.

3.2.2.3. Estados límite de pandeo por flexocompresión o por torsión

En miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, tales como ángulos y tes, o con dos ejes de simetría, pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las formadas por placas muy delgadas, puede ser necesario revisar los estados límite de pandeo por flexocompresión o por torsión. Los procedimientos para hacer la revisión no se incluyen en estas normas

3.3. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)

Esta sección es aplicable a vigas laminadas y a trabes formadas por placas soldadas, de sección I o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos de simetría, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma que pasa por el centro de torsión, o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos. También es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca. Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes.

3.3.1. Estados límite

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

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

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

En las expresiones anteriores,

- M_p = momento plástico resistente del miembro en estudio
- M_1 = el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente
- r_y = radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia.

El cociente M_1/M_p es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

El patin comprimido debe soportarse lateralmente en todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

b) Para secciones tipo 3

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y \quad (3.3.4)$$

S es el módulo de sección elástico del miembro en flexión y $M_y = S F_y$ es el momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en la sección en consideración

En secciones I o H flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales puede tomarse un valor de M_R comprendido entre $F_R M_y$ y $F_R M_p$ calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de

$$830 / \sqrt{F_y} \text{ y } 540 / \sqrt{F_y}$$

Si la flexión es alrededor del eje de mayor momento de inercia se comprobará que la relación ancho/grueso del alma no excede de la que corresponde al valor calculado de M_R , para lo que se interpolará linealmente entre las relaciones

$$8000 / \sqrt{F_y} \text{ y } 5000 / \sqrt{F_y}$$

correspondientes a $F_R M_y$ y $F_R M_p$, respectivamente.

No hay límites en la longitud sin soporte lateral, en secciones tipo 1, 2 o 3, cuando la sección transversal es circular o cuadrada, hueca o maciza, o cuando la viga, cualquiera que sea la forma de su sección transversal, se flexiona alrededor del eje de menor momento de inercia. Por consiguiente, en estos casos la resistencia de diseño se determina con las ecuaciones 3.3.1 o 3.3.4.

c) Para secciones tipo 4:

Cuando tanto el alma como el patin comprimido corresponde al tipo 4, de acuerdo con 2.3.1, el valor de M_R se determina con los criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío

Cuando los patines cumplan con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y las almas sean de tipo 4, el valor de M_R se obtendrá de acuerdo con el inciso 4.5.8 de estas normas.

3.3.2. Resistencia de diseño en flexión

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica en los incisos siguientes

3.3.2.1. Miembros soportados lateralmente ($L \leq L_u$)

Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patin superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patin comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en diseño sísmico

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patin comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separaciones L no mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \quad (3.3.1)$$

L es la distancia entre puntos del patin comprimido de una viga soportados lateralmente.

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación. Se calcula con alguna de las ecuaciones 3.3.13, 3.3.15 o 3.3.17.

Puede utilizarse la teoría plástica cuando las secciones son tipo 1 y la distancia entre puntos del patin comprimidos soportados lateralmente no exceden de L_p , en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso

L_p es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para formación de mecanismo de colapso

Se calcula como sigue

Secciones I.

$$L_p = \frac{253\,000 + 155\,000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y \quad (3.3.2)$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón.

$$L_p = \frac{352\,000 + 211\,000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y \leq \frac{211\,000 r_y}{F_y} \quad (3.3.3)$$

En la región adyacente a la última articulación plástica, y en zonas que se conserven en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso, la separación entre puntos no soportados lateralmente debe ser tal que se cumplan los requisitos de la cláusula 3.3.2.2 en vigas y de la sección 3.4 en columnas.

Cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y los patines son tipo 4, se distinguen dos casos:

1. Si el patin comprimido está formado por elementos planos no atiesados,

$$M_R = F_R Q_s S F_y = F_R Q_s M_y \quad (3.3.5)$$

Q_s se define en 2.3.6.

2. Si el patin comprimido está formado por elementos planos atiesados,

$$M_R = F_R S_e F_y. \quad (3.3.6)$$

S_e , módulo de sección efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patin comprimido, determinado de acuerdo con 2.3.6, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patin en tensión.

Si el valor de M_R calculado con alguna de las ecuaciones 3.3.5 o 3.3.6, es mayor que el dado por la ecuación 3.3.4, este será el momento resistente del elemento.

En las expresiones anteriores,

$$F_R = 0.90$$

Z = módulo de sección plástico

S = módulo de sección elástico

S_e = módulo de sección elástico efectivo

$M_p Z F_y$ = momento plástico resistente de la sección

$M_y S F_y$ = momento correspondiente a la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección (sin considerar esfuerzos residuales)

F_y = esfuerzo de fluencia

3.3.2.2. Miembros no soportados lateralmente

($L > L_u$).

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patin comprimido está provisto de soportes laterales con separaciones mayores que L_u , es igual a:

- a) Para secciones tipo 1 o 2 con dos ejes de simetría flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_p$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right),$$

pero no mayor que $F_R M_p$ (3.3.7)

$$\text{Si } M_u \leq (2/3) M_p \quad M_R = F_R M_u \quad (3.3.8)$$

En vigas de sección transversal I o H , laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u , momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, es igual a:

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{E I_y C J + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} \\ = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} \quad (3.3.9)$$

En secciones I o H laminadas o hechas con placas, de dimensiones semejantes a las laminadas, puede tomarse:

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2} \quad (3.3.10)$$

donde

$$M_{c1} = \frac{E A t}{(L/r_y)} \quad (3.3.11)$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 E A d}{(L/r_y)} \quad (3.3.12)$$

En las ecuaciones anteriores F_R es el factor de resistencia, que vale 0.90, A y d son el área total y el peralte de la sección considerada, I_y y r_y su momento de inercia y radio de giro respecto al eje de simetría situado en el plano del alma, t el grueso de patin comprimido, L la separación entre puntos de ese patin fijos lateralmente, J y C_a las constantes de torsión de Saint Venant y por alabeo de la sección y C , que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, está dado por:

$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$ para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$ pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

$C = 1.0$ cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patin no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.

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

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p (no se exige capacidad de rotación), y L , la longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 3.3.7 y 3.3.8 (la ecuación 3.3.7 es válida para $L \leq L_u$ y la 3.3.8 para $L > L_u$).

L_u y L , se calculan con las expresiones siguientes:

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

$$b) \text{ Si } 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < 1 \frac{h}{t} \leq 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, V_N = \frac{9.22 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_s \quad (3.3.23)$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

$$c) \text{ Si } 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

se consideran dos casos:

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$\text{En } V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_s \quad (3.3.24)$$

c2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] A_s \quad (3.3.25)$$

$$d) \text{ Si } 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t}$$

se consideran dos casos:

d1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{1.845.000 k}{(h/t)^2} A_s \quad (3.3.26)$$

d2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{1.845.000 k}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] A_s \quad (3.3.27)$$

Para poder tomar como estado límite la falla por tensión diagonal (ecuaciones 3.3.25 y 3.3.27) la sección debe tener una sola alma (secciones laminadas o formadas por placas) y estar reforzada con atiesadores transversales, diseñados de acuerdo con el inciso 4.5.7.

En las expresiones anteriores A_s es el área del alma, igual al producto de su grueso, t , por el peralte total de la sección, d , h es el peralte del alma (distancia libre entre patines); a la separación entre atiesadores transversales, y k un coeficien-

te sin dimensiones, que se calcula con la ecuación 3.3.28d, h y t se toman en cm, y V_N se obtiene en kg. Cuando la sección tiene dos o más almas, A_s es la suma de las áreas de todas ellas.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (3.3.28)$$

k se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$, cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.

3.3.4. Flexión y cortante combinados

Cuando se necesitan atiesadores transversales y el cociente V_D/M_D está comprendido entre los límites

$$(1.33 V_R/M_R) \geq V_D/M_D \geq (0.6 V_R/M_R),$$

deben satisfacer las tres condiciones siguientes:

$$V_D \leq V_R$$

$$M_D \leq M_R$$

$$0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

M_R es la resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con el inciso 3.3.2.1 o 3.3.2.2, V_R la resistencia de diseño al cortante, inciso 3.3.3 y M_D y V_D son el momento flexionante y la fuerza cortante de diseño.

3.4. MIEMBROS FLEXOCOMPRESIONADOS

En esta sección se estudia el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de simetría. Se designan, indistintamente, con las palabras "columna" o "elemento flexocomprimido".

Para los fines de esta sección, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en "regulares" e "irregulares".

Una estructura "regular" se caracteriza porque está formada por un conjunto de marcos planos, provistos o no de contraventeo vertical, con o sin muros rígidos, paralelos o casi paralelos. Ligados entre sí, en todos los niveles, por sistemas de piso de resistencia y rigidez suficiente para obligar a que todos los marcos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales, producidas por viento o sismo, y para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar pro-

blemas de pandeo de conjunto bajo cargas verticales. Además, todos los marcos planos deben tener características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso deben ser de la misma altura, aunque ésta varíe de un entrepiso a otro

Una estructura se considera "irregular" cuando los elementos que la componen no constituyen marcos planos, cuando éstos no pueden considerarse paralelos entre sí, cuando los sistemas de piso no tienen resistencia o rigidez adecuadas, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los marcos planos difiere sustancialmente de unos a otros, cuando las alturas de las columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes, o cuando se presentan simultáneamente dos o más de estas condiciones.

Una construcción puede ser regular en una dirección e irregular en la otra. La mayor parte de los edificios urbanos, de departamentos y oficinas, tienen estructuras regulares. Son irregulares las estructuras de muchos salones de espectáculos (cines, teatros, auditorios) y de buena parte de las construcciones fabriles. En los incisos 3.4.3 y 3.4.4 se indica cómo dimensionar columnas que forman parte, respectivamente, de estructuras regulares y de estructuras irregulares.

3.4.1. Métodos de análisis y diseño

Los elementos mecánicos de diseño pueden obtenerse por medio de un análisis de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, o con un análisis de segundo orden, en el que se tomen en cuenta, como mínimo, los incrementos de las fuerzas internas producidos por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada y, cuando sean significativos, la influencia de la fuerza axial en las rigideces y factores de transporte de las columnas y en los momentos de empotramiento, así como los efectos de la plastificación parcial de la estructura. Toda estructura puede analizarse utilizando cualquiera de los dos métodos indicados. En el inciso 3.4.3.5 se da un procedimiento aproximado para efectuar el análisis de segundo orden de estructuras regulares.

Los factores que no se consideran en el análisis se incluyen, de manera indirecta, en las fórmulas de diseño, por lo que los métodos de diseño, de elementos flexocomprimidos dependen del tipo de análisis que se haya efectuado. La dificultad del diseño está, en general, en razón inversa a la precisión del análisis

3.4.2. Estados límite

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

- Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical.
- Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga vertical.
- Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.
- Falla individual de una o más columnas, bajo cargas verticales y horizontales

- combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas.
- Pandeo local

Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso, que dependen, en buena parte, de las características de las columnas

3.4.3. Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

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

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones extremas se revisan con las ecuaciones 3.4.1, 3.4.4 o 3.4.5, según el tipo de sección de que se trate, y la revisión de la columna completa se efectúa con las ecuaciones 3.4.6, 3.4.9 o 3.4.10. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

Como una alternativa, las columnas que forman parte de estructuras regulares pueden dimensionarse como se indica en el inciso 3.4.4 para estructuras regulares.

3.4.3.1. Revisión de las secciones extremas

- a) Secciones tipos 1 y 2

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

$$\left(\frac{M_{oux}}{M_{pcx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}}\right)^2 \leq 1.0 \quad (3.4.1)$$

M_{pcx} y M_{pcy} son los momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales y principales, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión y suponiendo, en cada caso, que el otro momento es nulo; para secciones I o H se calculan con las ecuaciones

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) \leq F_R M_{px} \quad (3.4.2)$$

$$M_{pcy} = 1.67 F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) \leq F_R M_{py} \quad (3.4.3)$$

Cuando la sección es en cajón, cuadrada, los dos momentos, M_{pcx} y M_{pcy} , se determina con la ecuación 3.4.2

El exponente α tiene alguno de los valores siguientes.

Secciones H	$\alpha = 1.60 - p/2L_{np}$
Secciones en cajón, cuadradas	$\alpha = 1.70 - p/2L_{np}$
Cualquier otra sección,	$\alpha = 1.0$
$F_R = 0.90$	

P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y los momentos de diseño en el extremo considerado, calculados de acuerdo con 3.4.3.3a o b.

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_x$ son los momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$F_y = A_1 F_y$ es la fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_1 ,

$$P = P_u / F_R P_y$$

L_n indica logaritmo natural.

Si se toma $\alpha = 1.0$, la ecuación 3.4.1 se transforma en

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.4.4)$$

Esta ecuación debe utilizarse para revisar columnas para las que no se conoce α , y puede emplearse, conservadoramente, en vez de la ecuación 3.4.1, aunque se conozca el valor de α .

b) Secciones tipos 3 y 4

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

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (3.4.5)$$

M_{Rx} y M_{Ry} se calculan como se indica en 3.3.2.1b y c, y las otras cantidades que aparecen en la ecuación se han definido arriba.

3.4.3.2. Revisión de la columna completa

a) Secciones tipos 1 y 2

Debe satisfacerse la condición:

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad (3.4.6)$$

M_{ucx} y M_{ucy} son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral; se calculan con las ecuaciones:

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (3.4.7)$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (3.4.8)$$

El exponente β tiene alguno de los valores siguientes:

Secciones H

$$\beta = 0.4 + p + B/D \geq 1.0, \text{ para } B/D \geq 0.3$$

$$= 1.0, \text{ para } B/D < 0.3$$

Secciones en cajón, cuadradas

$$\beta = 1.3 + 1000 p / (L/r)^2 \geq 1.4$$

Cualquier otra sección $\beta = 1.0$

D es el peralte total de la sección, y B el ancho de los patines.

$F_R = 0.90$

P_u , M_{uox}^* y M_{uoy}^* son la fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y los momentos de diseño, calculados de acuerdo con 3.4.3.3, a o b. En la ecuación 3.4.6, lo mismo que en las ecuaciones 3.4.9 y 3.4.10, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor de los ejes x y y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo de la columna.

M_m es el momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje x; se calcula como se indica en 3.3.2, o, en forma aproximada, con la ecuación (válida para secciones I o H):

$$M_m = F_R \left[1.07 - \frac{(L/ry) \sqrt{F_y}}{26500} \right] M_{px} \leq F_R M_{px}$$

Si la columna está soportada lateralmente en forma continua, o está provista de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , dada por alguna de las ecuaciones 3.3.13, 3.3.15 o 3.3.17, cuando no se requiere capacidad de rotación, o no mayor que L_p , ecuaciones 3.3.2 o 3.3.3, cuando sí se requiere capacidad de rotación, M_m puede tomarse igual a $F_R M_{px}$.

R_c , resistencia de diseño en compresión, se determina de acuerdo con el inciso 3.2.2.

Si se toma $\beta = 1.0$, la ecuación 3.4.6 se transforma en

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.4.9)$$

Esta ecuación debe utilizarse para revisar columnas para las que no se conoce β , y puede emplearse conservadoramente, en vez de la ecuación 3.4.6, aunque se conozca el valor de β

b) Secciones tipos 3 y 4

Debe cumplirse la condición.

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (3.4.10)$$

M_{Rx} y M_{Ry} se calcula de acuerdo con el inciso 3.3.2

3.4.3.3. Determinación de los momentos de diseño

M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*

a) Análisis de primer orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue.

$$M_{uo} = M_u + B_2 M_{ip} \quad (3.4.11)$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_u + B_2 M_{ip} \quad (3.4.12)$$

En la ecuación 3.4.11, M_u es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la ecuación 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

En la ecuación 3.4.11, M_{ip} es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que si ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

El segundo miembro de la ecuación 3.4.12 se calcula en los dos extremos de la columna, y M_{uo}^* es el mayor de los dos valores

En general, los momentos M_u son producidos por cargas verticales y los M_{ip} por fuerzas horizontales, de viento o sismo, aunque las cargas verticales pueden ocasionar momentos M_{ip} significativos en estructuras muy asimétricas en geometría o cargas.

En marcos que forman parte de estructuras regulares provistas de contraven-

teos o muros de cortante de rigidez adecuada para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso (véase inciso 2.2.b, desaparece el término $B_2 M_{ip}$ de las ecuaciones 3.4.11 y 3.4.12, y los momentos M_u son la suma de los producidos por las cargas verticales y las horizontales.

B_1 y B_2 son factores de amplificación de los momentos; se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_E}} \leq 1 \quad (3.4.13)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{F_R (\sum P_E)}} \quad (3.4.14)$$

o, alternativamente,

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u \Delta OH}{F_R (\sum H)L}} \quad (3.4.15)$$

C es un coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante, se calcula como sigue:

I. Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios:

$$C = 0.6 + 0.4 M_1/M_2, \text{ para tramos que se flexionan en curvatura simple.}$$

$$C = 0.6 + 0.4 M_1/M_2, \text{ para tramos que se flexionan en curvatura doble.}$$

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

II. Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, independientemente de que haya o no momentos en sus extremos:

$$C = 1 + X \frac{P_u}{P_E}, \quad \text{donde } X = \frac{\pi^2 \delta_o EI}{M_{oo} L^2} - 1$$

δ_o es la deflexión máxima y M_{oo} el momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

En lugar de calcular C como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente, 0.85; si no lo están, 1.00.

$$P_f = A_f \pi^2 E / (Kl/r)^2;$$

L es la longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión, r es el radio de giro correspondiente, y K es el factor de longitud efectiva en el plano de la flexión.

En la ecuación 3.4.13 se calcula la carga P_f con un coeficiente K que corresponde a columnas cuyos extremos no se desplazan lateralmente, mientras que en la ecuación 3.4.14 se usa un coeficiente K determinado teniendo en cuenta que la columna forma parte de un marco en el que los desplazamientos laterales de entrepiso son significativos.

ΣP_f = suma de cargas críticas de pandeo elástico de todas las columnas del entrepiso en consideración, en la dirección que se está utilizando

ΣP_u = suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso en consideración

ΔOH = desplazamiento horizontal relativo de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño

ΣH = suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración (Fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando)

L = altura del entrepiso

Entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente. En columnas que forman parte de entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente, lo que es frecuente en edificios de poca altura y en los entrepisos superiores de edificios altos, los momentos M_{ip} suelen ser nulos en la condición de carga de diseño (la única excepción la constituyen las estructuras muy asimétricas, en geometría y/o carga, en las que las cargas verticales pueden ocasionar desplazamientos laterales de entrepiso significativos).

Si se demuestra que el pandeo de conjunto de un entrepiso, con desplazamientos laterales relativos de los niveles que lo limitan, no es crítico, B_2 vale cero y P_f se calcula con un factor de longitud efectiva K igual o menor que 1.0. Si no se estudia el pandeo de conjunto, o si éste es crítico, los momentos de diseño son iguales a

$$M_{ou} = M_u$$

$$M_{ou}^* = B_2 M_u$$

B_2 se calcula con la ecuación 3.4.14.

Se considerará que el pandeo de conjunto de un entrepiso no es crítico cuando el cociente P_{ou}/P_u sea igual o mayor que 2.5; P_{ou} es la carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso y ΣP_u es la suma de las fuerzas axiales de diseño de todas las columnas de dicho entrepiso.

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

En el inciso 3.4.3.4b se da un procedimiento aproximado para calcular la carga crítica de entrepisos de estructuras regulares.

b) Análisis de segundo orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en el inciso 3.4.1, o si se demuestra, de acuerdo con el inciso 2.2.2b, que pueden despreciarse los efectos de segundo orden, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{ou} = M_u + M_{ip} \quad (3.4.16)$$

$$M_{ou}^* = B_2 (M_u + M_{ip}) \quad (3.4.17)$$

Todas las cantidades que aparecen en estas ecuaciones tienen los mismos significados que en las ecuaciones 3.4.11 y 3.4.12, pero P_f se calcula con un factor de longitud efectiva K igual o menor que 1.0.

En el inciso 3.4.3.5 se da un procedimiento aproximado para evaluar los efectos de segundo orden en estructuras regulares.

3.4.3.4. Determinación de cargas críticas

La carga crítica de estructuras regulares puede determinarse utilizando métodos racionales que tengan en cuenta, cuando sean significativos, los efectos de la plastificación parcial de la estructura que suele preceder a la falla por pandeo. Pueden emplearse métodos basados en el uso del factor de longitud efectiva (inciso 2.2.2).

Sin embargo, cuando se desee conocer la carga crítica de un entrepiso, pueden utilizarse las fórmulas aproximadas siguientes:

$$\text{Si } P_{cr} \leq \frac{\Sigma P_y}{2}, P_{cr} = F_R RL / 1.2 \quad (3.4.18)$$

$$\text{Si } P_{cr} > \frac{\Sigma P_y}{2}, P_{cr} = F_R \Sigma P_y \left(1 - \frac{0.3 \Sigma P_y}{RL} \right) \quad (3.4.19)$$

P_{cr} es la carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso en estudio.

$\Sigma P_y = \Sigma A_i F_y$ es la suma de las fuerzas axiales que, obrando por sí solas, ocasionarían la plastificación de todas las columnas del entrepiso.

$$F_R = 0.9$$

R es la rigidez del entrepiso, definida como la fuerza cortante en el entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, producido

por la fuerza cortante mencionada, determinada por medio de un análisis elástico de primer orden

L es la altura del entrepiso.

En el cálculo de R deben incluirse todos los marcos, muros y contraventeos que forman parte del entrepiso y contribuyen a su rigidez lateral en la dirección analizada, y P_v corresponde a todas las columnas consideradas al calcular R .

3.4.3.5. Análisis de segundo orden

El análisis de segundo orden de estructuras regulares debe hacerse utilizando métodos racionales que tengan en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en el inciso 3.4.1

Una manera aproximada de calcular los momentos de segundo orden en los extremos de las columnas cuyo diseño quede regido por la combinación de cargas verticales y horizontales consiste en evaluar por separado los momentos producidos por los dos tipos de cargas, utilizando métodos de análisis convencional de primer orden, y en multiplicar los momentos ocasionados por las cargas horizontales por el factor de amplificación FA

$$FA = 1 + \frac{W_v/L}{(R/Q) - 1.2 W_v/L} \quad (3.4.20)$$

Los momentos finales de segundo orden se obtienen sumando los de carga vertical de primer orden con los producidos por cargas horizontales amplificados.

W_v es la suma de las cargas de diseño muertas y vivas (cargas nominales multiplicadas por los factores de carga correspondientes a la combinación de acciones en estudio), acumuladas desde el extremo superior de la estructura hasta el entrepiso considerado

Q es el factor de comportamiento sísmico que se define en el capítulo 5 de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. En diseño por viento se tomará $Q = 1.0$.

R es la rigidez del entrepiso en estudio.

Todas las fuerzas internas y, en especial, los momentos en las trabes, deben incrementarse de manera que se satisfaga el equilibrio con los momentos amplificados en las columnas.

Cuando los elementos mecánicos de diseño se evalúan con un análisis de segundo orden, las columnas deben revisarse de acuerdo con 3.4.3.3b, puesto que ya se han incluido en el análisis los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de sus extremos.

3.4.4. Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

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

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de las columnas completas.

3.4.4.1. Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipos 1 y 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la ecuación 3.4.4.

b) Secciones tipos 3 y 4

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la ecuación 3.4.5.

3.4.4.2. Revisión de la columna completa

a) Secciones tipos 1 y 2

Debe satisfacerse la ecuación 3.4.9.

b) Secciones tipos 3 y 4

Debe cumplirse la ecuación 3.4.10.

3.4.4.3. Determinación de los momentos de diseño

M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*

a) Análisis de primer orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = B_1 (M_{ii} + M_{ip}) \quad (3.4.21)$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ii} + M_{ip}) \quad (3.4.22)$$

En la ecuación 3.4.21, M_{ii} y M_{ip} tienen el mismo significado que en la ecuación 3.4.11, y en la ecuación 3.4.22 significan lo mismo que en la ecuación 3.4.12. B_1 está dado por la ecuación 3.4.13.

Los literales que aparecen en la ecuación 3.4.13 conservan sus significados.

pero los valores indicados para C sólo son aplicables a columnas que formen parte de marcos contraventeados adecuadamente; en caso contrario se tomará $C = 0.85$. De manera análoga, en el cálculo del factor de longitud efectiva K , necesario para evaluar B_1 y R_c en las ecuaciones 3.4.9 y 3.4.10, se tendrá en cuenta si la estructura está, o no, contraventeada adecuadamente

b) Análisis de segundo orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en el inciso 3.4.1, los momentos de diseño se determinan con las ecuaciones 3.4.21 y 3.4.22, pero ahora C tiene el valor indicado en relación con la ecuación 3.4.13 y P_E se determina con un factor de longitud efectiva K menor o igual que 1.0, lo mismo que R_c en las ecuaciones 3.4.9 y 3.4.10.

3.5. MIEMBROS EN FLEXOTENSIÓN

En esta sección se dan recomendaciones para el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sometidos a la acción simultánea de una fuerza de tensión axial y flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno de los dos ejes de simetría.

3.5.1. Estados límite

Son los correspondientes a miembros en tensión (inciso 3.1.1), a miembros en flexión (inciso 3.3.1) o a la combinación de las dos solicitaciones. Los estados límite de pandeo, local o lateral, no suelen ser críticos, pero pueden serlo si los efectos de la fuerza de tensión axial son pequeños en comparación con los ocasionados por la flexión o si la fuerza cortante es elevada y el alma esbelta.

3.5.2. Dimensionamiento

Los miembros que trabajan en flexotensión y que cumplen los requisitos de 3.5, deben dimensionarse de manera que satisfagan la condición:

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (3.5.1)$$

P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial de diseño que obra sobre la barra y los momentos de diseño en la sección considerada.

R_t es la resistencia de diseño en tensión, determinada de acuerdo con la sección 3.1.

M_{Rx} y M_{Ry} son la resistencia de diseño en flexión, calculadas como se indica en la sección 3.3.

En lugar de utilizar la fórmula 3.5.1 el diseño puede basarse en un estudio más preciso de la interacción de tensión y flexión.

3.6. CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

Esta sección se refiere al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado, o con recubrimiento o rellenos de este material. Se tratan en ella columnas compuestas, formadas por perfiles de acero, laminados o hechos con secciones o placas remachadas, atornilladas o soldadas, o por tubos de acero, ahogados en concreto reforzado o rellenos de este material, y vigas o trabes de acero, ahogadas en concreto reforzado o que soportan una losa, interconectadas de manera que los dos materiales trabajen en conjunto para resistir las solicitaciones.

Se incluyen vigas compuestas libremente apoyadas o continuas, ligadas con la losa de concreto por medio de conectores de cortante, o ahogadas en concreto.

3.6.1. Miembros comprimidos

Son columnas compuestas las que están hechas con un perfil de acero, laminado o formado por placas, ahogado en concreto, o con un tubo de acero relleno de concreto, que cumplen las condiciones que se indican a continuación.

3.6.1.1. Limitaciones

Para que un miembro comprimido pueda considerarse una columna compuesta ha de cumplir las condiciones siguientes:

- El área de la sección transversal del perfil o tubo de acero es, cuando menos, el 4 % del área de la sección transversal compuesta total.
- El concreto que recubre la sección de acero está reforzado con estribos y barras longitudinales. Unos y otros deben colocarse con separaciones no mayores de 2/3 de la dimensión menor de la sección transversal de la columna compuesta ni de 30 cm. El área de la sección transversal de cada una de las barras que forman los refuerzos, longitudinal y transversal, no es menor de 0.09 cm² por cada 5 cm de separación entre barras. El recubrimiento del refuerzo es, cuando menos, de 4 cm, medidos al borde exterior de las barras colocadas por fuera.
- Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión, f'_c , no es menor de 200 kg/cm² ni mayor de 500 kg/cm²; si es ligero tendrá una resistencia no menor de 300 kg/cm².
- El límite de fluencia del acero, tanto estructural como de refuerzo, no excede de 4000 kg/cm².
- El grueso t de las paredes de las secciones tubulares de acero estructural rellenas de concreto no es menor que $b \sqrt{F_y/3E}$ para cada cara de ancho b , en secciones rectangulares o cuadradas, ni que $D \sqrt{F_y/8E}$ en

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

secciones circulares de diámetro exterior D , ni que 3 mm en cualquier caso. E es el módulo de elasticidad del acero y F_y corresponde al acero del perfil tubular.

3.6.1.2. Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de las columnas compuestas comprimidas axialmente se determina con las ecuaciones 3.2.1 a 3.2.5 de la sección 3.2, en las que se hacen las modificaciones siguientes

- a) A_t = área total de la sección transversal del elemento de acero estructural.
 $F_R = 0.85$
 $Q = 1.0$
 r = radio de giro del elemento de acero estructural; cuando se trate de una sección ahogada en concreto, no se tomará menor que 0.3 veces la dimensión total de la sección compuesta, en el plano en que se estudie el pandeo.
- b) F_y y E se sustituyen por los valores modificados F_{my} y E_m :

$$F_{my} = F_y + C_1 F_y \frac{A_r}{A_t} + C_2 f_c^* \frac{A_c}{A_t} \quad (3.6.1)$$

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (3.6.2)$$

En las expresiones anteriores,

- A_c = área de concreto.
 A_r = área de las barras de refuerzo longitudinales.
 E = módulo de elasticidad del acero.
 E_c = módulo de elasticidad del concreto. Para concretos de peso volumétrico normal (mayor o igual a 2 ton/m³) se supondrá igual a 10 000 $\sqrt{f_c^*}$, en kg/cm². Para concretos ligeros se determinará de acuerdo con lo prescrito en las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.
 F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del perfil o sección tubular.
 F_{ry} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.
 f_c^* = resistencia nominal del concreto en compresión = 0.8 f_c' .
 C_1, C_2, C_3 = coeficientes numéricos; para secciones tubulares rellenas de concreto, $C_1 = 1.0$, $C_2 = 0.85$, $C_3 = 0.4$; para perfiles ahogados en concreto, $C_1 = 0.7$, $C_2 = 0.6$, $C_3 = 0.2$.

3.6.1.3. Columnas con varios perfiles de acero

Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales o placas interrumpidas, que satisfagan los requisitos aplicables de la sección 4.2.

3.6.1.4. Trasmisión de cargas

La parte de la resistencia de diseño de columnas compuestas cargadas axialmente que corresponde al concreto debe ser desarrollada por contacto directo en las conexiones. Cuando el concreto de soporte es más ancho que la zona que recibe directamente la carga, en uno o más de sus lados, y su expansión lateral está restringida en los restantes, la resistencia máxima de diseño del concreto se toma igual a 1.7 $F_R f_c^* A_B$, donde $F_R = 0.70$ es el factor de resistencia para aplastamiento en el concreto y A_B es el área cargada

3.6.2. Miembros en flexión

3.6.2.1. Hipótesis de diseño

Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección (secciones completamente plastificadas).

- a) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta, se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor de

$$0.85 f_c^*, \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{o } \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) f_c^*$$

$$\text{Si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que el perfil de acero completo está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , en tensión o en compresión.

La fuerza de tensión neta en la sección de acero debe ser igual a la fuerza de compresión en la losa de concreto, f_c^* , resistencia nominal del concreto en compresión, es igual a 0.8 f_c' , donde f_c' es la resistencia en compresión especificada.

- b) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión, se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual a F_y , siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas técnicas complementarias para diseño y co

ción de estructuras de concreto, y se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , ya sea en tensión o en compresión. La fuerza neta de compresión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo.

Distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico

Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad E del material que se esté considerando.

Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondiente a solicitaciones de diseño, no deben exceder de F_y y $0.85 f'_c$, respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

Construcción compuesta completa

Cuando los conectores de cortante se colocan en el número y con la resistencia suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta se dice que la viga trabaja en construcción compuesta completa. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

Construcción compuesta parcial

Si la resistencia de los conectores a fuerza cortante es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en esas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

Vigas ahogadas en concreto

Puede suponerse que las vigas ahogadas por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa están interconectadas con él por adherencia natural, de manera que trabajan en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condiciones siguientes.

1. El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior de la viga debe ser, como mínimo, de 5 cm.
2. El borde superior de la viga está, cuando menos, 4 cm debajo del borde superior y 5 cm encima del borde inferior de la losa.
3. El concreto que rodea la viga está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.

Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.

Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada viga es constante en toda su longitud, calculándola con el momento de inercia de la sección compuesta transformada correspondiente a la región de momento positivo.

Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos en secciones completamente plastificadas dadas en 3.6.2.1.

3.6.2.2. Ancho efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto, medido a cada lado del eje de la viga, no debe exceder de la menor de las distancias siguientes:

- a) Un octavo del claro de la viga, medido entre centros de los apoyos.
- b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- c) La distancia al borde de la losa.
- d) Ocho veces el grueso de la losa.

3.6.2.3. Resistencia de diseño de vigas con conectores de cortante

Cuando la losa forma parte del patín comprimido de la sección, la resistencia de diseño en flexión de la sección compuesta, $F_R M_n$, se determina como sigue:

- a) Para

$$h/t_a \leq 5366/\sqrt{F_y}, F_R = 0.85, \text{ y } M_n$$

que es el momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

- b) Para

$$h/t_a > 5366/\sqrt{F_y}, F_R = 0.90, \text{ y } M_n$$

se determina por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

h es el peralte del alma del perfil de acero y t_a su grueso.

Cuando la losa está ligada al patín de la viga que trabaja en tensión, la resistencia de diseño en flexión es la de la sección de acero, determinada de acuerdo

con los requisitos de la sección 3.3. Como una alternativa, esa resistencia puede tomarse igual a $F_R M_n$, donde $F_R = 0.85$ y M_n se determina con la suposición de que la sección compuesta está completamente plastificada. Para que pueda aplicarse este segundo método deben cumplirse las condiciones siguientes:

- La sección de la viga de acero es tipo 1 o 2 (inciso 2.3.1).
- En la zona de momento negativo la losa de concreto está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante.
- El acero de refuerzo paralelo a la viga, contenido en el ancho efectivo de la losa, satisface los requisitos de anclaje contenidos en las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.

3.6.2.4. Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto

La resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, se evaluará tomando $F_R = 0.90$ y determinando M_n por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

Como una alternativa, la resistencia en flexión, $F_R M_n$, puede determinarse tomando $F_R = 0.90$ y calculando M_n con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

3.6.2.5. Resistencia durante la construcción

Quando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas antes de que el concreto adquiriera el 75 % de su resistencia especificada, f'_c .

La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero se determinará de acuerdo con los requisitos de la sección 3.3.

3.6.3. Resistencia de diseño en cortante

La resistencia de diseño en cortante de las vigas compuestas es la del alma de la viga de acero, determinada de acuerdo con los requisitos del inciso 3.3.3. Por consiguiente, el alma y las conexiones de los extremos de la viga de acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

3.6.4. Flexocompresión

El diseño de miembros compuestos flexocomprimidos se efectuará con las ecuaciones 3.4.4, 3.4.9 y 3.4.11 a 3.4.15, en las que se harán las modificaciones siguientes:

M_n = resistencia nominal en flexión determinada suponiendo que la sección transversal compuesta está completamente plastificada, excepto en el caso que se indica abajo.

$P_E = A_t \pi^2 E / (KL/r)^2$, carga crítica nominal de pandeo elástico.

R_c = resistencia nominal bajo fuerza axial, calculada como se indica en 3.2.2.

F_R = factor de resistencia; en flexión se tomarán los valores dados en 3.6.2.3; en compresión, $F_R = 0.85$.

λ = parámetro de esbeltez de la columna definido en el inciso 3.2.2, calculado teniendo en cuenta los incisos 3.6.1.1 y 3.6.2.2.

Los valores de los coeficientes B_1 y B_2 dados por las ecuaciones 3.4.13 a 3.4.15 no se tomarán menores que la unidad.

Quando el primer término de la ecuación 3.4.9, que corresponde a la fuerza axial, es menor que 0.3, la resistencia nominal en flexión M_n se determina por interpolación lineal entre la que corresponde a la plastificación completa de la sección transversal compuesta, con $P_u / F_R R_c = 0.3$, y la calculada de acuerdo con el inciso 3.6.3 para $P_u = 0$.

En caso de requerirse, los conectores de cortante se colocarán cuando $P_u / F_R R_c$ sea menor que 0.3.

3.6.5. Conectores de cortante

Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal o barras de acero con cabeza (*headed steel studs*) soldados al patín de la viga de acero. Para utilizar conectores de otros tipos, véase el inciso 3.6.7.

1. Materiales

Los conectores de cortante serán canales de acero A36 laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza, cuya longitud, después de su colocación, no será menor de cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que 1800 kg/m³.

2. Fuerza cortante horizontal

Excepto en el caso de vigas ahogadas en concreto, que se trata en 3.6.2.1, toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre la viga de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante. Quando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se tomará igual al menor de los valores siguientes:

$$0.85 f'_c A_c$$

$$A_s F_y$$

$$\Sigma Q_n$$

El último valor es aplicable a vigas que trabajen en construcción compuesta parcial

f_c^* es la resistencia nominal del concreto en compresión, A_c el área efectiva de la losa de concreto, A_s el área de la sección transversal del perfil de acero, F_y el esfuerzo de fluencia especificado del acero del perfil, y ΣQ_n la suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo

En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se tomará igual al menor de los valores:

$$A_s F_y$$

$$\Sigma Q_n$$

El segundo valor es aplicable a vigas que trabajen en construcción compuesta parcial.

A_s es el área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, F_y su esfuerzo de fluencia mínimo especificado, y ΣQ_n la suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo negativo y de momento nulo

3. Resistencia de conectores de barra con cabeza

La resistencia nominal de un conector de barra con cabeza, ahogado en una losa maciza de concreto, conforme a 3.6.5, es:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c^* E_c} \leq A_{sc} F_u$$

A_{sc} es el área de la sección transversal del vástago del conector, f_c^* la resistencia nominal del concreto en compresión, F_u el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector, y E_c el módulo de elasticidad del concreto, que puede calcularse como se indica en 3.6.1.2.

Si A_{sc} se toma en cm^2 y f_c^* , F_u y E_c en kg/cm^2 , Q_n se obtiene en kg

4 Resistencia de conectores de cortante de canal

La resistencia nominal de una canal embebida en una losa maciza de concreto, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3 (t_p + 0.5 t_a) L_c \sqrt{f_c^* E_c}$$

t_p , t_a y L_c son, respectivamente, el grueso del patín, el grueso del alma y la longitud de la canal. Si las dimensiones de la canal se toman en cm y f_c^* y E_c en kg/cm^2 , Q_n se obtiene en kg

La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual a la resistencia del conector.

5 Número de conectores de cortante

El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual a la fuerza cortante horizontal calculada de acuerdo con la subsección 2 de esta sección dividida entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indica en la subsección 3 o 4 de esta sección.

6. Colocación y espaciamiento de los conectores de cortante

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo, pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión M_n/M_{ax} , en la que M es el momento flexionante en el punto de aplicación de la carga concentrada y n el número de conectores necesarios entre la sección de momento máximo y la de momento nulo.

Los conectores deben tener, como mínimo, 2.5 cm de recubrimiento lateral de concreto. Excepto en los casos en que se coloquen exactamente sobre el alma de la viga, el diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el grueso del patín al que se suelden.

La separación mínima centro a centro de los conectores de barra será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de cuatro diámetros en la dirección perpendicular a ese eje. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ocho veces el grueso total de la losa.

3.6.6. Casos especiales

Si la construcción compuesta no cumple alguno de los requisitos de los incisos 3.6.1 a 3.6.5, la resistencia de los conectores de cortante y los detalles constructivos se determinarán por medio de un programa adecuado de ensayos, aprobado por el Departamento.

3.7. ALMAS Y PATINES CON CARGAS CONCENTRADAS

3.7.1. Bases para el diseño

Las almas de los miembros de sección transversal H o I sobre los que actúan cargas concentradas aplicadas en un solo patín que producen compresiones en el alma, deben tener características tales que satisfagan los requisitos de 3.7.3, 3.7.4 y 3.7.5 que corresponden, respectivamente, a resistencia a la iniciación del flujo plástico y al aplastamiento, y a pandeo con desplazamiento lateral. Cuando las

cargas estén aplicadas en los dos patines de una misma sección transversal, las almas cumplirán los requisitos de 3.7.3, 3.7.4 y 3.7.6, referentes a resistencia y pandeo.

Para el diseño de almas sujetas a fuerzas cortantes elevadas véase 3.7.7, y para el de atesadores de apoyo, 3.7.8

Cuando actúen cargas concentradas aplicadas en uno o en los dos patines, que traten de hacer que éstos se deformen flexionándose localmente hacia afuera, deberán cumplirse los requisitos de 3.7.2.

3.7.2. Flexión local de los patines

Este inciso se refiere a la flexión local de los patines producida por una carga lineal, normal al eje del alma, que trata de deformarlos flexionándolos hacia afuera. Un ejemplo de este tipo de carga es la producida, en el patín de una columna, por el patín en tensión de una viga conectada rigidamente a ella

La resistencia de diseño en flexión de un patín sometido a una carga lineal de tensión del tipo de la indicada en el párrafo anterior, es $F_R R_N$, donde $F_R = 0.90$ y R_N está dada por.

$$R_N = 6.25 t_p^2 F_y \quad (3.7.1)$$

t_p es el grueso del patín en el que está aplicada la carga y F_y el esfuerzo de fluencia del acero con el que está hecho.

Si la fuerza exterior de diseño no excede del valor $F_R R_N$, donde R_N está dada por la ecuación anterior, los patines no requieren ningún refuerzo. En caso contrario, debe utilizarse un par de atesadores, colocados en los dos lados del alma y ligados a ella y a los patines, que coinciden con el elemento que aplica la fuerza exterior.

Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de $0.15 b$, donde b es el ancho del patín, no es necesario revisar la ecuación 3.7.1.

3.7.3. Flujo plástico local del alma

La región crítica del alma es la que corresponde, en secciones laminadas, a la iniciación de las curvas de unión con los patines, y en secciones soldadas, a los bordes de las soldaduras de unión entre alma y patines.

La resistencia de diseño en la región crítica del alma de miembros de sección transversal H o I en los que actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma es $F_R R_N$, donde $F_R = 1.0$ y R_N se determina como sigue:

a) Cuando la fuerza que debe ser resistida es una carga concentrada que produce tensión o compresión en el alma del elemento que la recibe, aplicada en un punto o a lo largo de una recta normal al alma de ese elemento, situada a una distancia del extremo del elemento no menor que su peralte,

$$R_N = (5k + N) F_y t_a \quad (3.7.2)$$

F_y es el esfuerzo de fluencia especificado del acero del alma, N la longitud del apoyo o el grueso de la placa que aplica la fuerza lineal, k la distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma definida arriba, y t_a el grueso del alma.

b) Cuando la fuerza que debe ser resistida cumple las condiciones del inciso a, pero está aplicada en el extremo del elemento que la recibe, o a una distancia del extremo del elemento menor que su peralte,

$$R_N = (2.5k + N) F_y t_a \quad (3.7.3)$$

Las fórmulas 3.7.2 y 3.7.3 se aplican, entre otros casos, a los apoyos de vigas o trabes, siendo la fuerza exterior la reacción en el apoyo, a conexiones rígidas entre vigas y columnas, en las que la fuerza exterior es la aplicada en la columna por el patín, en tensión, o compresión, de la viga, y a las zonas de vigas en que haya cargas concentradas producidas por otras vigas o columnas que se apoyan en ellas.

Si la fuerza exterior factorizada excede el valor dado por la ecuación 3.7.2 o 3.7.3 ha de aumentarse la longitud del apoyo, repartirse la carga en una zona más amplia, reforzar el alma por medio de placas adosadas a ella o colocar atesadores en pares, en los dos lados del alma.

3.7.4. Estabilidad de almas delgadas

La suma de todas las compresiones que obran en el borde comprimido de una placa del alma, producidas por cargas concentradas y/o distribuidas, aplicadas directamente en el alma a través de un patín, que no estén soportadas por atesadores, no debe exceder la que sea aplicable a las dos resistencias siguientes:

a) Cuando la rotación del patín está impedida,

$$\frac{1\ 100\ 000 F_R}{(h/t)^2} \left[5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \right] A, \text{ kg}$$

b) Cuando la rotación del patín no está impedida,

$$\frac{1\ 100\ 000 F_R}{(h/t)^2} \left[2.0 + \frac{5.0}{(h/t)^2} \right] A, \text{ kg}$$

Para cargas distribuidas A es igual a la longitud del tablero multiplicada por el grueso del alma, y para cargas concentradas o distribuidas sobre parte de la longitud del tablero, A se obtiene multiplicando el grueso del alma por la menor de las dimensiones del tablero, a o h .

F_R es igual a 0.90.

3.7.5. Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Cuando los patines no están restringidos contra un movimiento lateral relativo por medio de atiesadores o de contraventeo lateral, la resistencia de diseño del alma de miembros sujetos a cargas concentradas de compresión es $F_R R_N$, donde $F_R = 0.85$ y la resistencia nominal R_N se determina como sigue

a) Si la rotación del patín cargado está restringida, y la relación $(d_c/t_a)/(L/b)$ es menor que 2.3,

$$R_N = \frac{843\,700\,t_a^3}{h} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d_c/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (3.7.4)$$

L es la mayor longitud no contraventeada lateralmente en la zona donde está aplicada la carga, medida a lo largo de cualquiera de los patines, b el ancho del patín, t_a el grueso del alma, d_c el peralte del alma entre las regiones críticas definidas en 3.7.3 ($d_c = d - 2k$), y h su peralte total, entre bordes interiores de los patines

b) Si el patín cargado no está restringido contra la rotación, y $(d_c/t_a)/(L/b)$ es menor que 1.7,

$$R_N = \frac{843\,700\,t_a^3}{h} \left[0.4 \left(\frac{d_c/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (3.7.5)$$

No es necesario revisar las fórmulas 3.7.4 y 3.7.5 cuando $(d_c/t_a)/(L/b)$ excede de 2.3 o 1.7, respectivamente, o cuando la carga que obra sobre el alma está distribuida uniformemente.

Si las fuerzas concentradas actúan en puntos en los que los esfuerzos en el alma, producidos por flexión debida a cargas de diseño, están por debajo del límite de fluencia, el coeficiente 843 700 de las fórmulas anteriores puede sustituirse por 1 687 000.

3.7.6. Pandeo del alma como columna

La resistencia de diseño en compresión de porciones no atiesadas del alma de miembros en los que actúan cargas concentradas aplicadas en los dos patines es $F_R R_N$, donde $F_R = 0.85$ y

$$R_N = \frac{34\,400\,t_a^3 \sqrt{F_y}}{d_c} \quad (3.7.6)$$

El valor de R_N puede incrementarse por medio de un atiesador, o un par de atiesadores, ligados al alma, que satisfagan los requisitos del inciso 3.7.8. d_c se define en 3.7.5.

3.7.7. Almas sujetas a fuerza axial y a fuerza cortante elevada

En miembros con cargas concentradas que producen esfuerzos cortantes elevados en el alma, en los que la resistencia requerida bajo fuerzas axiales no excede de $0.75 R_c$, la resistencia de diseño en cortante del alma es $F_R R_V$, donde $F_R = 0.90$ y

$$R_V = 0.7 F_y d_c t_a \quad (3.7.7)$$

Si la resistencia requerida ante fuerzas axiales es mayor que $0.75 R_c$, la resistencia al cortante se reduce a

$$R_V = 0.75 F_y d_c t_a \left(1.9 - 1.2 \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (3.7.8)$$

P_u es la fuerza axial de diseño que actúa sobre el miembro y R_c su resistencia nominal en compresión axial.

3.7.8. Atiesadores

Se colocarán atiesadores en pares, en los dos lados del alma, en todos los extremos libremente apoyados de vigas y trabes, y en los apoyos intermedios de vigas continuas. También se colocarán pares de atiesadores en puntos intermedios de vigas, trabes o columnas, en los que actúen cargas concentradas cuyo valor de diseño sea mayor que la resistencia de diseño $F_R R_N$ dada en el que sea aplicable de los incisos 3.7.2 a 3.7.6.

En uno u otro caso, los atiesadores se diseñarán como se indica en 4.5.5. Además, se cumplirán los requisitos siguientes:

1. Los atiesadores que trabajan en compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de la sección 2.3.
2. La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de los que se aplica esa carga.
3. El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín del elemento atiesado.
4. Cuando la carga concentrada actúa en un solo patín del elemento que la recibe, basta con que los atiesadores lleguen a la mitad del peralte del alma.
5. La soldadura que une los atiesadores con el alma del elemento sobre el que actúan cargas concentradas deben dimensionarse para que transmita la fuerza en los atiesadores ocasionada por los momentos diferentes que obran en los lados opuestos del elemento atiesado.
6. Cuando la carga normal del patín es de tensión, los atiesadores deben sol-

darse al patín cargado, cuando la carga es de compresión, pueden soldarse o ajustarse al pajín cargado, en el segundo caso la carga se transmite por contacto directo entre el patín y los atiesadores. Cuando se utilice soldadura, debe dimensionarse para que transmita al atiesador la totalidad de la fuerza aplicada en el patín.

4. REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO

En este capítulo se incluyen requisitos que deben satisfacerse al diseñar diversos tipos de elementos estructurales.

4.1. MIEMBROS EN FLEXIÓN FORMADOS POR DOS O MÁS VIGAS

Cuando un miembro en flexión está formado por dos o más vigas o canales colocadas lado a lado, éstas deben conectarse entre sí a intervalos no mayores de 1.50 m. Los separadores utilizados para unir vigas de 30 cm o más de peralte tendrán, como mínimo, dos remaches o tornillos en cada extremo. Cuando haya cargas concentradas que deban transmitirse de una viga a otra, o distribuirse entre varias, se colocarán entre ellas diafragmas de rigidez suficiente; cuando la torsión sea significativa, se tendrá en cuenta en el diseño. Cuando las vigas están expuestas al intemperismo, se sellarán para evitar la corrosión de las superficies interiores o se espaciarán lo suficiente para poderlas limpiar y pintar.

4.2. MIEMBROS EN COMPRESIÓN COMPUESTOS POR VARIOS PERFILES (MIEMBROS ARMADOS EN COMPRESIÓN)

Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que los constituyen, deben satisfacer los requisitos de las secciones 2.2 y 2.3.

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

4.2.1. Separación entre remaches, tornillos o soldaduras

Exceptuando los casos en que se requiera una separación menor para transmitir las cargas o para sellar superficies inaccesibles, la separación longitudinal, medida a lo largo de la línea en que están colocados, entre remaches o tornillos intermedios, o la separación longitudinal, libre entre soldaduras intermitentes, en miembros armados en compresión, no excederá al que sea aplicable de los valores siguientes:

- a) En miembros comprimidos compuestos por dos o más perfiles, en contacto o separados uno del otro por medio de elementos intermitentes, la relación de esbeltez de cualquiera de los perfiles, determinada entre puntos

interconectados, no será mayor que la relación de esbeltez del miembro armado completo. La relación de esbeltez de cada una de las partes componentes se determinará utilizando su radio de giro mínimo.

- b) $1050 t / \sqrt{F_y}$, y sin exceder de 30 cm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que están conectadas por medio de remaches o tornillos colocados en todas las líneas de gramil, o de soldadura intermitentes depositadas a lo largo de los bordes; t y F_y son el grueso de la placa exterior y su esfuerzo de fluencia mínimo garantizado.
- c) $1650 t \sqrt{F_y}$, sin exceder de 45 cm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que los remaches, tornillos o soldaduras intermitentes que los conectan están colocados alternados en líneas paralelas; t y F_y son el grueso de la placa exterior y su esfuerzo de fluencia mínimo garantizado.

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

4.2.2. Celosías y diafragmas

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

La celosía constituirá un sistema triangulado completo. Puede estar formada por soleras, varillas o perfiles. La separación de los puntos en los que los elementos de la celosía se conectan con los componentes principales será tal que la relación de esbeltez de cada elemento principal, determinada entre esos puntos de conexión, no sea mayor que la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro completo. La celosía debe diseñarse para resistir una fuerza cortante, normal al eje longitudinal del miembro completo, no menor de 2.5 % de la fuerza de compresión total en el miembro, más la fuerza cortante producida por fuerzas transversales, cuando las haya.

La relación de esbeltez de los elementos que forman la celosía no excederá de 140. Cuando se emplee celosía sencilla, la longitud efectiva será la distancia entre conexiones con los elementos principales. Si la celosía es doble y los elementos que la forman están unidos entre sí en sus intersecciones, la longitud efectiva será el 70 % de la distancia anterior.

El ángulo que formen los elementos de la celosía con el eje longitudinal del miembro completo será, de preferencia, no menor de 45 grados.

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

Las placas utilizadas como diafragmas en los extremos de las columnas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de remaches, tornillos o soldaduras, que las conectan a los elementos principales del miembro. La longi-

tud de las placas intermedias será, como mínimo, la mitad de la prescrita para las extremas. El grueso de las placas no será menor que 1/60 de la distancia entre las líneas de remaches, tornillos o soldaduras que las conectan a los elementos principales, y la separación longitudinal entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no excederá de 15 cm. Se colocarán, cuando menos, tres remaches o tornillos en cada extremo de la placa, o soldadura con una longitud total no menor de un tercio de la longitud de la placa.

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

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

4.2.3. Montantes

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

- Quando la relación de la esbeltez de la columna armada completa, con respecto a eje perpendicular a los montantes, es igual o menor que el 80 % de la relación de esbeltez con respecto al eje paralelo a ellos, la separación entre montantes será tal que la relación de esbeltez de cada elemento componente principal, calculada entre extremos de montantes adyacentes, no exceda de 50 ni del 70 % de la relación de esbeltez de la columna completa respecto al eje paralelo a los montantes.
- Quando la relación de esbeltez de la columna armada completa, con respecto al eje perpendicular a los montantes, es mayor que el 80 % de la relación de esbeltez con respecto al eje paralelo a ellos, la separación entre montantes será tal que la relación de esbeltez de cada elemento componente principal, calculada entre extremos de montantes adyacentes, no exceda de 40 ni del 60 % de la relación de esbeltez de la columna completa respecto al eje perpendicular a los montantes.

Quando los montantes están formados por placas planas, su longitud, medida a lo largo del eje de la columna, no debe ser menor que la distancia entre las líneas de tornillos, remaches o soldaduras, que los conectan a los componentes principales del miembro, ni su grueso menor que 1/60 de esa distancia. Los montantes y sus conexiones deben dimensionarse de manera que resistan, simultáneamente, una fuerza cortante V y un momento M dados por:

$$V = 0.025 P_v d / na$$

$$M = 0.025 P_v d / 2n$$

d es la distancia entre centros de montantes, medida a lo largo del eje de la columna, a la separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras que conectan los montantes con los componentes principales del miembro, n el número de planos paralelos en los que están colocados los montantes y P_v la fuerza axial de diseño que actúa en el miembro.

4.3. MIEMBROS EN TENSIÓN COMPUESTOS POR VARIOS PERFILES (MIEMBROS ARMADOS EN TENSIÓN)

4.3.1. Separación entre elementos de unión

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

Los elementos que constituyen los miembros en tensión formados por dos placas en contacto, o por un perfil y una placa, deben estar conectados entre sí de manera que la separación entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no exceda de 36 veces el grueso de la placa más delgada ni de 45 cm.

Si los miembros están formados por dos o más perfiles la separación entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no debe exceder de 60 cm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

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

4.3.2. Montantes

Quando los miembros en tensión están formados por dos componentes principales separados, éstos deben unirse entre sí por medio de montantes colocados en las caras abiertas de la sección completa. Los montantes, incluyendo los colocados en los extremos del miembro, deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia transversal entre los remaches, tornillos o soldaduras que los unen a los componentes principales del miembro, y la separación entre ellos será tal que la relación de esbeltez de los componentes principales, calculada entre montantes, no exceda de 300. El grueso de los montantes, cuando éstos sean placas, no será menor que 1/60 de la distancia transversal entre remaches, tornillos o soldaduras, y la separación longitudinal entre los elementos de unión no excederá de 15 cm.

4.4. BASES DE COLUMNAS

Se tomarán todas las medidas necesarias para lograr una transmisión correcta de las fuerzas y momentos que soporta una columna a los elementos sobre los que

se apoya, mediante el empleo de placas de base perfectamente asentadas sobre ellos y de anclas diseñadas para resistir todas las tensiones y fuerzas cortantes que puedan presentarse, tanto durante el montaje como en la estructura terminada. Pueden utilizarse también anclas combinadas con llaves de corte.

4.5. TRABES ARMADAS Y VIGAS LAMINADAS

4.5.1. Dimensionamiento

Las dimensiones de traves armadas remachadas, atornilladas o soldadas, de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldadas, se determinan, en general, tomando como base el momento de inercia de su sección transversal total.

Cuando alguno de los patines tiene agujeros para remaches o tornillos, no se hace reducción en su área si la reducción, calculada de acuerdo con 2.1, no excede de 15 % del área total del patín; en caso contrario, se deduce únicamente el área de agujeros que pase del 15 % mencionado.

4.5.2. Patines

Los patines de las traves armadas soldadas estarán constituidos, de preferencia, por una sola placa, y no por dos o más placas superpuestas.

La placa única puede estar formada por varios tramos de distintos groesos o anchos, unidos entre sí por medio de soldaduras a tope. El área total de la sección transversal de las cubreplacas de traves armadas remachadas o atornilladas no excederá de 70 % del área total del patín.

4.5.3. Unión de alma y patines

Los remaches, tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma, las cubreplacas a los patines o las cubreplacas entre sí, deben proporcionarse para resistir la fuerza cortante horizontal de diseño en el plano en consideración, ocasionada por la flexión de la trabe. La distribución longitudinal de los remaches, tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no debe exceder de la máxima permitida en 5.2.8 o 5.3.10, para miembros en compresión o tensión. Además, los remaches, tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma deben ser capaces de transmitir todas las cargas aplicadas directamente a los patines, a menos que el diseño se haga de manera que esas cargas puedan transmitirse por apoyo directo.

Si se utilizan cubreplacas de longitud parcial, deben extenderse más allá del punto teórico de corte, en una longitud que permita colocar el número de remaches o tornillos, o la longitud de soldadura, necesarios para desarrollar la parte de la fuerza normal, debida a la flexión, que corresponde a la cubreplaca en el punto teórico de corte. Esa fuerza normal se calcula con la sección completa, incluida la cubreplaca. Además, las soldaduras que conectan los extremos de cubreplacas

soldadas con la viga o trabe en la longitud a' que se define más adelante, deben ser adecuadas para resistir la parte de la fuerza ocasionada por la flexión que corresponde a la cubreplaca, a la distancia a' de su extremo. Esto puede obligar a terminar la cubreplaca en un punto de la viga o trabe en el que el momento flexionante sea menor que el punto teórico de corte.

La longitud a' , medida desde el extremo de la cubreplaca, es:

1. Una distancia igual al ancho de la cubreplaca cuando hay una soldadura continua de tamaño igual o mayor que tres cuartos del grueso de la cubreplaca en el extremo de ésta, continuada con soldaduras del mismo tamaño a lo largo de los dos bordes, en la longitud a' .
2. Una distancia igual a una y media veces el ancho de la cubreplaca cuando hay la misma soldadura que en 1, pero de tamaño menor que tres cuartos del grueso de la cubreplaca.
3. Una distancia igual a dos veces el ancho de la cubreplaca cuando no hay soldadura en el extremo, pero si cordones continuos en ambos bordes, en la longitud a' .

4.5.4. Alma

La retención h/t de la distancia libre entre patines al grueso del alma no debe ser mayor que $985\,000/\sqrt{F_y(F_y + 1150)}$, pero puede aumentarse hasta $16\,800/\sqrt{F_y}$ cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores de una y media veces el peralte del alma de la trabe.

4.5.5. Atiesadores bajo cargas concentradas

Se colocarán pares de atiesadores en el alma de las traves armadas en todos los puntos en que haya fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones, excepto en los extremos de las traves que estén conectados a otros elementos de la estructura de manera que se evite la deformación de su sección transversal, y bajo cargas concentradas o reacciones si la fuerza de compresión en el alma no excede la resistencia de diseño dada por 3.7.3, 3.7.4, 3.7.5 o 3.7.6.

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

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

Los bordes horizontales de cada par de atiesadores en los que se apoya el patín de la trabe armada se dimensionan de manera que en el área de contacto no se sobrepase la resistencia al aplastamiento, calculada multiplicando el área de contacto por $1.5 F_y F_R$. F_R es igual a 0.75. Además, debe colocarse el número ade-

cuando de remaches o la cantidad necesaria de soldadura para transmitir al alma de la trabe la totalidad de la reacción o de la carga concentrada. Si se usan aceros diferentes en patín y atiesadores, la resistencia al aplastamiento se calculará con el esfuerzo de fluencia menor de los dos. Los atiesadores deben estar en contacto directo con el patín o patines de los que reciben la carga y ajustados a ellos, a menos que la transmisión se haga por medio de soldadura, no deben hacerse soldaduras perpendiculares a la dirección de los esfuerzos normales en los patines de tensión cuando la trabe armada esté sujeta a cargas dinámicas, excepto en zonas en que el momento actuante de diseño sea menor que la mitad del momento resistente de diseño.

En trabes remachadas o atomilladas se colocarán las placas de relleno que sean necesarias para lograr un ajuste correcto con los ángulos de los patines, y por ningún motivo se doblarán los atiesadores.

4.5.6. Refuerzo del alma

Si h/t no es mayor de $3600/\sqrt{F_y}$ y la fuerza cortante que obra sobre la trabe no es mayor que su resistencia dada por la ecuación 3.3.21, caso a o b, inciso 3.3.3, no se necesita reforzar el alma, excepto en las secciones en que reciba fuerzas exteriores concentradas y se requieran atiesadores de acuerdo con 4.5.5.

Si h/t no es mayor de $3600/\sqrt{F_y}$, pero la fuerza cortante que obra sobre la trabe es mayor que su resistencia dada por la ecuación 3.3.21, caso a o b, el exceso debe tomarse mediante placas adosadas al alma o atiesadores verticales y en diagonal que trabajen en forma semejante a los montantes y diagonales de una armadura.

4.5.7. Atiesadores transversales intermedios

Cuando h/t es mayor que $3600/\sqrt{F_y}$ debe revisarse si es necesario reforzar el alma por medio de atiesadores transversales, perpendiculares al eje de la trabe.

No se necesitan atiesadores transversales en los tramos de las trabes en los que la fuerza cortante de diseño, V_D , es menor o igual que la resistencia de diseño al cortante, V_R , calculada con la ecuación 3.3.21 y la que sea aplicable de las ecuaciones 3.3.22 a 3.3.24 o 3.3.26 del inciso 3.3.3, haciendo en ellas $k = 5.0$.

Cuando se necesiten atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que la fuerza cortante de diseño en el alma no sobrepase su resistencia de diseño, calculada con alguna de las ecuaciones 3.3.24 a 3.3.27. Si la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$ no se permite que se forme campo de tensión diagonal, y la resistencia nominal se calcula con la ecuación 3.3.24 o con la ecuación 3.3.26; además, k se toma igual a 5.0.

En trabes diseñadas con la ecuación 3.3.24 o 3.3.27, la separación entre los atiesadores que limitan los tableros extremos, o tableros contiguos a agujeros de grandes dimensiones, debe ser tal que la resistencia de diseño al cortante de la trabe, calculada con la ecuación 3.3.24 o 3.3.26 y la ecuación 3.3.21, no sea menor que la fuerza cortante de diseño existente en el tablero. Este requisito no es

necesario cuando las secciones extremas del alma están ligadas directamente a una columna u otro elemento de rigidez adecuada.

Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, a uno y otro lado del alma, o pueden alternarse en lados opuestos de la misma. Las dimensiones de la sección transversal de los atiesadores intermedios deben ser tales que se cumplan las condiciones que se indican a continuación:

a) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.3.25 o 3.3.27, tomando como base el estado límite de falla por tensión diagonal, deben satisfacerse las condiciones siguientes:

1. El área total de cada atiesador o par de atiesadores será igual o mayor que:

$$A_{at} = \gamma \left[0.15 C_a h t (1 - C_v) \frac{V_D}{V_R} - 18 t^2 \right] \geq 0 \quad (4.5.1)$$

C_v es igual a $[1600/(h/t)]\sqrt{k/F_y}$ cuando el diseño del alma se hace con la ecuación 3.3.25 e igual a $3\,200\,000 k / [F_y(h/t)^2]$ cuando se utiliza la ecuación 3.3.27. En ambos casos, F_y corresponde al acero del alma.

$$\gamma = \frac{F_y \text{ del acero del alma}}{F_y \text{ del acero del atiesador o atiesadores}}$$

$C_a = 1.0$ para atiesadores colocados en pares, 1.8 para atiesadores formados por un solo ángulo, y 2.4 para los formados por una sola placa.

V_D y V_R son la fuerza cortante de diseño y la resistencia de diseño al cortante en el punto de colocación del atiesador, V_R se calcula con las ecuaciones 3.3.21 y 3.3.25 o 3.3.27.

2. El momento de inercia de cada par de atiesadores, o de cada atiesador sencillo, con respecto a un eje en el plano del alma, debe ser igual o mayor que:

$$at_a^3 \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] \geq 0.5 at_a^3,$$

donde t_a es el grueso del alma.

b) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.3.24 o 3.3.26, tomando como base el estado límite de iniciación del pandeo, basta con que se satisfaga la segunda de las condiciones del caso a.

No es necesario que los atiesadores intermedios lleguen hasta el patín de tensión, excepto cuando se necesite un apoyo directo para transmisión de una carga concentrada o reacción. De no ser así, pueden cortarse a una distancia del patín de tensión no mayor de cuatro veces el grueso del alma.

Cuando se emplean atiesadores de un solo lado del alma, deben ligarse al patín de compresión.

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

Los atiesadores intermedios diseñados de acuerdo con el caso a deben conectarse al alma de manera que sean capaces de transmitir una fuerza, en kilogramos por centímetro lineal de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que

$$F_c h \sqrt{(F_y / 1400)^2}$$

F_y corresponde al acero del alma, h es el peralte de la misma, en cm, y F_c es el factor de carga que se utilice en el diseño. Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor de las existentes de los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada con las ecuaciones 3.3.21 y 3.3.25 o 3.3.27

Esta condición no tiene que revisarse en el caso b.

Los elementos de liga de atiesadores intermedios que transmiten al alma una carga concentrada o reacción deben tener como capacidad mínima la correspondiente a esa carga o reacción

4.5.8. Reducción del momento resistente por esbeltez del alma

Si la relación h/t del peralte al grueso del alma de secciones I o H excede de

$$8000 / \sqrt{M_R / 0.9 S}$$

y el patín comprimido cumple las relaciones ancho/grueso de las secciones tipo 1, 2 o 3 del inciso 2.3.2, la resistencia de diseño en flexión, reducida por esbeltez del alma, M'_R se calcula con la ecuación:

$$M'_R = M_R \left[1 - 0.0005 \frac{A_p}{A_a} \left(\frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{M_R / 0.9 S}} \right) \right] \quad (4.5.2)$$

donde A_a y A_p son el área del alma y del patín comprimido, h y t el peralte y el grueso del alma, S el módulo de sección de la sección completa, respecto al patín comprimido, y M_R la resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con 3.3.2, pero sin exceder de $F_y M_y$.

Al calcular el momento reducido de secciones en cajón debe tenerse en cuenta la existencia de dos o más almas.

4.5.9. Uniones

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

En traves armadas soldadas sometidas a cargas repetidas que pueden producir fallas por fatiga, las uniones en los patines y en el alma serán de preferencia soldaduras de penetración completa, y se tendrá en cuenta en el diseño la posible disminución de la resistencia debida a fenómenos de fatiga.

5. CONEXIONES

5.1. GENERALIDADES

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Las conexiones están formadas por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas), y conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada, a) por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño, b) como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Las conexiones en los extremos de vigas, traves o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

En las estructuras del tipo 1 (véase sección 1.3) las conexiones se diseñarán para la resistencia de diseño íntegra del miembro al que correspondan, o para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

5.1.1. Conexiones mínimas

Las conexiones de estructuras del tipo 2 (véase sección 1.3) o de barras sometidas a fuerzas axiales, diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 5000 kg.

El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión será de dos.

Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras serán los permitidos en 5.2.7 y 5.2.8.

Los límites de los tres párrafos anteriores pueden disminuirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones compuestas, tirantes para soporte lateral de largueros, apoyos de largueros, y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calculan o son de magnitud muy pequeña.

5.1.2. Excentricidades

Deben tenerse en cuenta en el diseño las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando provengan de los ejes de los miembros que no concurren en un punto

El centro de gravedad del grupo de remaches, tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en lo que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de remaches o tornillos.

5.1.3. Rellenos

Cuando se utilizan placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas remachadas o atornilladas, deben prolongarse fuera del material que se está conectando en una longitud suficiente para colocar los remaches o tornillos necesarios para distribuir la fuerza total existente en el miembro de una manera uniforme en la sección combinada formada por el miembro y el relleno, o incluir en la conexión un número equivalente de remaches o tornillos. Si la junta es por fricción, con tornillos de alta resistencia, no es necesario cumplir esa condición.

Los rellenos que se coloquen bajo los atesadores de trabes armadas remachadas estarán provistos de suficientes remaches para evitar esfuerzos excesivos de flexión y aplastamiento.

Cuando se utilicen placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas soldadas, deberán prolongarse fuera de los bordes de la placa de conexión, y unirse a la parte en la que se colocan con soldadura suficiente para transmitir la fuerza de la placa de conexión, aplicada en la superficie de la de relleno como una fuerza excéntrica. Las soldaduras que unen la placa de conexión con la de relleno deben ser capaces de transmitir la fuerza de la placa de conexión, y su longitud será suficiente para evitar esfuerzos excesivos en la placa de relleno a lo largo del borde de la soldadura.

Cuando se utilicen placas de relleno de menos de 6 mm de grueso, sus bordes se recortarán de manera que coincidan con los de los elementos que soportan las cargas, y el tamaño de las soldaduras de filete colocadas en esos bordes se aumentará sobre el requerido por el cálculo de una cantidad igual al grueso del relleno

5.1.4. Juntas cepilladas

Se permite el uso de juntas cepilladas en miembros en compresión, que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de sollicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

Además, se colocarán los elementos de unión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, 50 % de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

5.1.5. Remaches o tornillos en combinación con soldadura

a) En obras nuevas. Cuando en una obra nueva se especifique el uso de remaches o tornillos, ordinarios o de alta resistencia diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los remaches o tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje.

Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción sí puede considerarse que las sollicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras

b) En obras ya construidas. Cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia, adecuadamente apretados, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

5.1.6. Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches

Tanto en obras nuevas como en modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar por fricción, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

5.1.7. Planos y dibujos

Se elaborarán planos de anclas, de fabricación y de montaje.

En los planos de anclas se indicarán todos los elementos que deben quedar ahogados en la cimentación o en la estructura de concreto en la que se apoye la estructura metálica, y que son necesarios para transmitir las acciones que cada una de ellas ejerce sobre la otra.

En los planos de fabricación (también conocidos como planos de detalle) se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los diversos elementos que componen la estructura y se señalarán las juntas de campo entre ellos, con indicaciones precisas para su elaboración.

Tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades, su posición, dimensiones,

características, preparaciones en el metal base, etc. Cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los remaches, tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra

5.2. SOLDADURAS

5.2.1. Generalidades

El tipo de soldaduras aplicable en la construcción metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente.

5.2.2. Metal de aportación

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base (véase inciso 5.2.2.1)

5.2.2.1. Soldadura compatible con el metal base

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 3500 y 4000 kg/cm², y de ruptura en tensión de 4200 y 4900 kg/cm², son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 2500 y 4100 kg/cm².

5.2.3. Tipos de soldaduras

En estas normas se consideran cuatro tipos diferentes de soldaduras:

- Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por los bordes de dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- Soldadura de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre los bordes de dos placas que pueden estar alineadas en un mismo

plano. Pueden ser de penetración completa o incompleta, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.

- y d) Soldaduras de tapón y de ranura. Se hacen en placas traslapadas, relleno por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

5.2.4. Dimensiones efectivas de las soldaduras

- El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.
- El área efectiva de soldadura de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- La longitud efectiva de una soldadura a tope entre dos piezas es igual al ancho de la pieza más angosta, aun en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.
- La longitud efectiva de una soldadura de filete es igual a la longitud total de filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete está depositada en un agujero circular o en una ranura, la longitud será igual a la del eje del cordón, trazado por el centro del plano que pasa por la garganta, pero el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la misma. En soldaduras de filete depositadas por el proceso de arco sumergido, el tamaño efectivo de la garganta puede tomarse igual a la pierna del cordón cuando ésta no excede de 10 mm (3/8"), e igual a la garganta teórica más 2.5 mm para filetes mayores de 10 mm.
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa (efectuado con placa de respaldo o con cordón de raíz) es igual al grueso de la más delgada de las placas unidas.
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 5.2.1.
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular, o entre una barra y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 5.2.2. Para verificar que la garganta se obtiene de una manera consistente se obtendrán muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.

Tabla 5.2.1. Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Proceso de soldadura	Posición	Ángulo en la raíz de la ranura	Tamaño efectivo de la garganta
Soldadura manual con electrodo recubierto o automática de arco sumergido	Todas	Entre 45° y 60°	Profundidad del bisel menos 1.5 mm
		Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel
Soldadura protegida con gases o con electrodo con corazón de fundente	Horizontal o plana	Entre 45° y 60°	Profundidad del bisel
	Vertical o sobre cabeza	Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel menos 1.5 mm

Pueden utilizarse tamaños de la garganta efectiva mayores que los de la tabla 5.2.2, si el fabricante demuestra que puede obtener esas gargantas efectivas. Para ello se cortará la soldadura normalmente a su eje, en la sección media y en los extremos, y se medirá la garganta. Se preparará un número de muestras suficiente para asegurarse de que se obtiene el tamaño de la garganta deseado.

Tabla 5.2.2. Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas

Tipo de soldadura	Radio (R) de la barra o placa doblada	Tamaño efectivo de la garganta
Ranura acampanada ¹	Cualquiera	0.3 R
Ranura acampanada en V ²	Cualquiera	0.5 R ³

¹Ranura acampanada: ||

²Ranura acampanada en V: }L

³0.38 R para soldadura protegida con gases cuando R ≥ 25.4 mm (1")

5.2.5. Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos $F_R F_{MB}$ y $F_R F_S$, donde F_{MB} y F_S son, respectivamente, las resistencias nominales del metal base y del metal del electrodo.

En la tabla 5.2.3 se proporcionan los valores de F_R , F_{MB} , F_S y demás información pertinente.

Las soldaduras utilizadas en estructuras que deban ser capaces de soportar un número grande de repeticiones de carga durante su vida útil se diseñarán teniendo en cuenta la posibilidad de falla por fatiga.

5.2.6. Combinación de soldaduras

Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes, la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

5.2.7. Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial será el que se indica en la tabla 5.2.4. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda del grueso de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos de resistencia indiquen que se necesita un tamaño mayor. En este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana.

Tabla 5.2.3. Resistencias de diseño de soldaduras

Tipo de soldaduras y forma de trabajo ¹	Material	Factor de resistencia F_R	Resistencia nominal F_{MB} o F_S	Nivel de resistencia ^{2,3} requerida en la soldadura
--	----------	-----------------------------	--------------------------------------	---

Soldaduras de penetración completa⁴

Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Debe usarse soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva				Metal base Electrodo
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Metal base Electrodo	0.90 0.80	$0.60 F_u$ $0.60 F_{txx}$	
Corriente en el área efectiva				Metal base Electrodo

Soldaduras de penetración parcial⁴

Tensión normal al área efectiva	Metal base Electrodo	0.90 0.80	F_u $0.60 F_{txx}$	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	

Tabla 5.2.3. (Continuación)

Tipo de soldaduras y forma de trabajo ¹	Material	Factor de resistencia F_R	Resistencia nominal F_{uN} o F_S	Nivel de resistencia ^{2,3} requerida en la soldadura
				menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base ⁶ Electrodo	0.75	0.60 F_{EXX}	

Soldadura de filete⁴

Cortante en el área efectiva	Metal base ⁶ Electrodo	0.75	0.60 F_{EXX}	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la soldadura compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura ⁵	Metal base	0.90	F_y	

Soldadura de tapón o de ranura⁴

Cortante paralelo a las superficies de falla (en el área efectiva)	Metal base ⁶ Electrodo	0.75	0.60 F_{EXX}	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la soldadura compatible con el metal base
--	--------------------------------------	------	----------------	---

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base

F_u Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del metal base

F_{EXX} Clasificación del electrodo (kg/cm²)

¹ Para definición de áreas y tamaños efectivos véase 5.2.4

² Para "soldadura compatible con el metal base" véase 5.2.2.1

³ Puede utilizarse soldadura cuya resistencia corresponda a una clasificación un nivel más alto (700 kg/cm²) que la soldadura compatible con el metal base

⁴ Para los dos distintos tipos de soldadura véase 5.2.3

⁵ Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros compuestos, tales como las que unen el alma y los patines de las irabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados

⁶ El diseño del metal base queda regido por la parte de estas normas que sea aplicable a cada caso particular

5.2.8. Soldaduras de filete

a) Tamaño mínimo. Los tamaños mínimos admisibles de soldaduras de filete son los que se muestran en la tabla 5.2.5. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda del grueso de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos indiquen que se necesita un tamaño mayor. En este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana.

b) Tamaño máximo. El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

En los bordes de material de grueso menor de 6.3 mm (1/4"), el grueso del material.

En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6.3 mm (1/4"), el grueso del material menos 1.5 mm (1/16"), excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material.

Tabla 5.2.4. Tamaños efectivos de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Espesor de la más gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta (mm)
Hasta 6.3, inclusive	3.2
Más de 6.3 hasta 12.7	4.8
Más de 12.7 hasta 19.1	6.3
Más de 19.1 hasta 38.1	7.9
Más de 38.1 hasta 57	9.5
Más de 57 hasta 152	12.7
Más de 152	15.9

Tabla 5.2.5. Tamaños mínimos de soldaduras de filete

Espesor de la más gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño mínimo del filete ¹ (mm)
Hasta 6.3, inclusive	3.2
Más de 6.3 hasta 12.7	4.8
Más de 12.7 hasta 19.1	6.3
Más de 19.1	7.9

¹ Dimensión de la pierna del filete

c) Longitud. La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas será no menor que cuatro veces su tamaño nominal. En caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de 1/4 de su longitud efectiva.

Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los b

longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 20 cm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva.

d) Soldaduras intermitentes. Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes en los casos en que la resistencia requerida sea menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden utilizarse para unir elementos componentes de miembros compuestos. La longitud efectiva de un segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor de cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 40 mm. La separación longitudinal entre cordones interrumpidos de soldadura colocados en los bordes de placas o patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en 4.2.1 y 4.3.1.

e) Juntas traslapadas. El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. Las juntas traslapadas de placa o barras sometidas a esfuerzos axiales deben soldarse con cordones colocados a lo largo del extremo de cada una de las partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas esté adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

f) Remates de los cordones de soldaduras de filete. Siempre que sea factible, los cordones de soldaduras de filete que llegan a un extremo de la pieza deben rematarse dando vuelta a la esquina, en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño del filete, con un mínimo de 1 cm.

g) Soldaduras de filete en agujeros y ranuras. Pueden utilizarse soldaduras de filete depositadas en la periferia de agujeros o ranuras, en juntas traslapadas, para transmitir fuerzas cortantes o para evitar la separación de las partes. Pueden utilizarse también para unir elementos componentes de miembros compuestos. Estas soldaduras no deben confundirse con las de tapón o ranura

5.2.9. Soldaduras de tapón y de ranura

Pueden utilizarse para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro de los agujeros.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de 10 veces el grueso de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extienda hasta el borde de esa parte.

La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distan-

cia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 20 cm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm (5/8"), deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor de 16 mm (5/8"), se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor de 16 mm (5/8").

5.3. TORNILLOS, BARRAS ROSCADAS Y REMACHES

Esta sección se refiere al diseño de tornillos, barras roscadas y remaches, utilizados como conectores.

5.3.1. Tornillos de alta resistencia

Los tornillos de alta resistencia que se consideran aquí deben satisfacer los requisitos de alguna de las clasificaciones ASTM-A325 o ASTM-A490.

Tabla 5.3.1. Tensión mínima en tornillos de alta resistencia (ton)

Diámetro del tornillo mm (pulg)	Tornillos A325	Tornillos A490
12.7 (1/2)	5.4	6.8
15.9 (5/8)	8.6	10.9
19.1 (3/4)	12.7	15.9
22.2 (7/8)	17.7	22.2
25.4 (1)	23.1	29.0
28.6 (1 1/8)	25.4	36.3
31.8 (1 1/4)	32.2	46.3
34.9 (1 3/8)	38.6	54.9
38.1 (1 1/2)	46.7	67.1

Todos los tornillos A325 o A490 deben apretarse hasta que haya en ellos una tensión no menor que la indicada en la tabla 5.3.1. El apriete puede hacerse con el método de la vuelta de la tuerca, por medio de un indicador directo de tensión o utilizando llaves adecuadamente calibradas

5.3.2. Área resistente efectiva al aplastamiento

El área resistente efectiva al aplastamiento de tornillos, barras roscadas y remaches se calcula multiplicando su diámetro por la longitud de aplastamiento, que

es el grueso de la placa en la que están colocados. Si los remaches o tornillos son de cabeza embutida, para calcular la longitud de aplastamiento se resta la mitad de la profundidad de la cabeza.

5.3.3. Resistencia de diseño en tensión o cortante

La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas es igual al producto del factor de resistencia F_R por el área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada y por la resistencia nominal que corresponde a esa parte del vástago. Los factores de resistencia y las resistencias nominales se dan en la tabla 5.3.2. Los tornillos de alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que su resistencia requerida media, calculada tomando como base el área nominal del tornillo y sin considerar las tensiones producidas al apretarlo, no exceda la resistencia de diseño. La fuerza aplicada en el tornillo será la suma de la producida por las cargas externas factorizadas más las tensiones que puedan resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

5.3.4. Resistencia de diseño en juntas que trabajan por fricción

La resistencia de diseño de un tornillo de una junta que no deba deslizar bajo cargas de trabajo es igual al producto del factor de resistencia $F_R = 1.0$ por la resistencia nominal al cortante dada en la tabla 5.3.3, en kg/cm^2 , y por el área nominal de la parte no roscada del vástago del tornillo. La resistencia de diseño debe ser igual o mayor que el efecto máximo producido por las cargas de servicio.

Otros elementos componentes de estas juntas se dimensionarán bajo cargas de diseño, siguiendo las recomendaciones aplicables. Cuando se usen agujeros sobredimensionados o alargados, la conexión debe satisfacer también los requisitos del inciso 5.3.7.

Cuando un tornillo de una conexión que no debe deslizar bajo cargas de trabajo está sometido a una fuerza de tensión de diseño T_u , la resistencia nominal al cortante de la tabla 5.3.3, se multiplica por un factor de reducción igual a $1 - T_u/T_b$, donde T_b es la fuerza de pretensión especificada (véase tabla 5.3.1).

Tabla 5.3.2. Resistencias de diseño de remaches, tornillos y barras roscadas

Elementos de unión	Resistencia en tensión		Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento	
	Factor de resistencia F_R	Resistencia nominal, kg/cm^2	Factor de resistencia F_R	Resistencia nominal, kg/cm^2
Tornillos A307		3160 ¹	0.60	1900 ^{2,3}
Tornillos A325, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		6330		3800 ³
Tornillos A325, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		6330		5060 ³
Tornillos A490, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		7900		4750 ³
Tornillos A490, cuando la rosca está fuera de los planos de corte	0.75	7900	0.65	6330 ³
Partes roscadas que satisfacen los requisitos de, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		$0.56 F_u^1$		$0.45 F_u$
Partes roscadas que satisfacen los requisitos de, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		$0.56 F_u^1$		$0.60 F_u$
Remaches A502, grado 1, colocados en caliente		3160		2560 ³
Remaches A502, grados 2 y 3, colocados en caliente		4200		3380 ³

¹ Carga estática únicamente.

² Se permite que la rosca esté en los planos de corte

³ Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos o remaches colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza mayor que 125 cm, los valores se reducirán en 20 %.

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos y remaches es la de A.S.T.M.

5.3.5. Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento

Los tornillos y remaches sujetos a tensión y cortante combinados se dimensionarán de manera que el esfuerzo de tensión f_t en el área nominal A_n del vástago, producido por cargas de diseño, no excede el valor calculado con la fórmula de la tabla 5.3.4, que sea aplicable en cada caso. El esfuerzo cortante producido por las cargas de diseño, f_v , no debe exceder el valor calculado de acuerdo con el inciso 5.3.3.

Tabla 5.3.3. Resistencia nominal al cortante, en kg/cm², de tornillos en conexiones en las que el deslizamiento es crítico

Resistencia nominal al cortante			
Tipo de tornillos	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos ¹	
		Agujeros sobredimensionados y alargados cortos ¹	Agujeros alargados largos ¹
A325	1230	1050	880
A490	1550	1340	1120

¹ Para limitaciones en el uso de agujeros sobredimensionados y alargados véase la sección 5.3.7

Tabla 5.3.4. Esfuerzos de tensión máximos resistentes, f_t , para tornillos o remaches en juntas por aplastamiento (kg/cm²)

Descripción de los elementos de unión	La rosca no está fuera de los planos de corte	La rosca está fuera de los planos de corte
Tornillos A307	2740 - 1.3 f_t ≤ 2110	
Tornillos A325	5980 - 1.8 f_t ≤ 4780	5980 - 1.4 f_t ≤ 4780
Tornillos A490	7450 - 1.8 f_t ≤ 4780	7450 - 1.4 f_t ≤ 4780
Partes roscadas tornillos A449 con diámetro mayor que 38.1 mm (1 1/2")	0.73 F_u - 1.8 f_t ≤ 0.56 F_u	0.73 F_u - 1.4 f_t ≤ 0.56 F_u
Remaches A502, grado 1	3090 - 1.3 f_t ≤ 2390	
Remaches A502, grado 2	4150 - 1.3 f_t ≤ 3160	

Tabla 5.3.5. Tamaños máximos de agujeros para remaches y tornillos¹

Diámetro nominal del remache o tornillo (d)		Diámetro del agujero estándar		Diámetro de ags sobredimensionados ²		Dimensiones de ags alargados cortos ²		Dimensiones de ags alargados largos ²	
mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg
≤ 22.2	≤ 7/8	d + 1.5	d + 1/16	d + 4.8	d + 3/16	(d + 1.5) × (d + 1/16)	(d + 1/16) × (d + 1/4)	(d + 1.5) × 2.5 d	(d + 1/16) × 2.5 d
25.4	1	27.0	1 1/16	31.8	1 1/4	27.0 × 33.3	(1 1/8) × (1 5/16)	27.0 × 63.5	(1 1/8) × (2 1/2)
≥ 28.6	≥ 1 1/8	d + 1.5	d + 1/16	d + 7.9	d + 5/16	(d + 1.5) × (d + 1/16)	(d + 1/16) × (d + 3/8)	(d + 1.5) × 2.5 d	(d + 1/16) × 2.5 d

¹ Los tamaños son nominales

² No se permiten en conexiones remachadas

5.3.6. Resistencia al aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento entre un tornillo o remache y la placa en que está colocado el $F_R R_n$, donde $F_R = 0.85$ y

$$R_n = 3 dtF_u \quad (5.3.1)$$

d es el diámetro del remache o tornillo, t el grueso de la parte conectada y F_u su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

5.3.7. Tamaño de los agujeros

- En la tabla 5.3.5 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas remachadas o atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.
- Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados. En conexiones remachadas no se permite el uso de agujeros sobredimensionados o alargados.
- Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse rondanas endurecidas.
- Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse rondanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia.
- Los agujeros alargados largos pueden usarse sólo en una de las partes comunes de cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse rondanas de placa o una solera continua, con agujeros estándar; de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados. En conexiones con tornillos de alta resistencia, las rondanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren rondanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la rondana de placa o de la solera.

Tabla 5.3.6. Valores del incremento de separación C_1

Diámetro nominal del tornillo, d		Agujeros alargados							
		Agujeros sobredimensionados		Normales a la línea de fuerza	Paralelos a la línea de fuerza				
					Cortos		Largos ¹		
mm	pulg	mm	pulg		mm	pulg	mm	pulg	
≤ 22.2	$\leq 7/8$	3.2	1/8	0	4.8	3/16	$1.5d - 15$	$1.5d - 1/16$	
25.4	1	4.8	3/16	0	6.4	1/4	36.5	1.7/16	
≥ 28.6	$\geq 1\ 1/8$	6.4	1/4	0	7.9	5/16	$1.5d - 15$	$1.5d - 1/16$	

¹ Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (véase tabla 5.3.5), C_1 puede disminuirse en la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero

5.3.8. Agarres largos

Cuando la longitud de agarre de remaches, o tornillos de acero ASTM-A307, sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en 1 % por cada 1.5 mm de longitud adicional.

5.3.9. Separación mínima

La distancia entre centros de agujeros para remaches o tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será menor que tres veces su diámetro nominal (esta resistencia puede disminuirse a 2.7 veces el diámetro nominal, en casos excepcionales), ni que la indicada en el párrafo siguiente; cuando éste sea aplicable

A lo largo de una línea de transmisión de fuerzas, la distancia entre centros de agujeros no será menor que:

a) Para agujeros estándar:

$$\frac{2P}{F_R F_u t} + \frac{d}{2} \quad (5.3.2)$$

P es la fuerza de diseño transmitida por un remache o tornillo a la parte conectada crítica, F_u la resistencia mínima a la ruptura en tensión especificada para el material de la parte conectada crítica, t el grueso de esa parte, d el diámetro nominal del remache o tornillo, y $F_R = 0.85$.

b) Para agujeros sobredimensionados o alargados, la distancia dada por la fórmula 5.3.2 más el incremento C_1 que corresponda de acuerdo con la tabla 5.3.6, sin que la distancia libre entre los bordes de los agujeros sea menor que un diámetro del tornillo.

5.3.10. Separación máxima

La separación máxima entre remaches o tornillos intermedios colocados en la dirección de las fuerzas en miembros comprimidos formados por placas y otros perfiles no será mayor que $1050/\sqrt{F_y}$ veces el grueso de la placa o perfil más delgado exterior, ni mayor que 30 cm, cuando los remaches o tornillos tienen las mismas posiciones en varias líneas paralelas, ni que $1650/\sqrt{F_y}$ o 45 cm cuando están en trespunto; estas separaciones pueden aumentarse en 25 % cuando la placa o perfil es interior. En los extremos, la separación no debe exceder de cuatro veces el diámetro del remache o tornillo, en una longitud igual a 1.5 veces el ancho total del miembro.

La separación entre remaches o tornillos colocados normalmente a la dirección de las fuerzas de compresión no debe ser mayor de 32 veces el grueso de la placa más delgada.

En miembros en tensión, la separación máxima entre remaches o tornillos, medida en la dirección de las fuerzas, no excederá de 60 cm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado del material de la placa o perfil

5.3.11. Distancia mínima al borde

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor dado en la tabla 5.3.7, ni que en el indicado en el párrafo siguiente, cuando éste sea aplicable.

Tabla 5.3.7. Distancia mínima al borde, del centro de un agujero estándar¹ al borde de la parte conectada

Diámetro nominal del remache o tornillo		Bordes cortados con cizalla		Bordes laminados de perfiles, placas o soleras, o bordes cortados con soplete ²	
				mm	pulg
mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg
12.7	1/2	22.2	7/8	19.1	3/4
15.9	5/8	28.6	1 1/8	22.2	7/8
19.1	3/4	31.8	1 1/4	25.4	1
22.2	7/8	38.1	1 1/2 ¹	28.6	1 1/8
25.4	1	44.5	1 3/4 ³	31.8	1 1/4
28.6	1 1/8	50.8	2	38.1	1 1/2
31.8	1 1/4	57.2	2 1/4	41.3	1 5/8
Más de 31.8	Más de 1 1/4	1.75 X Diámetro		1.25 X Diámetro	

¹ Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades C_2 dadas en la tabla 5.3.8

² Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm (1/8") cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25 % del esfuerzo máximo permisible en el elemento

³ Pueden reducirse a 31.8 mm (1 1/4") en los extremos de ángulos de conexión de vigas

Tabla 5.3.8. Valores del incremento de distancia al borde C_2

Diámetro nominal del tornillo, d		Agujeros sobredimensionados		Agujeros alargados			
				Perpendiculares al borde		Paralelos al borde	
				Cortos	Largos ¹		
mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg		
< 22.2	< 7/8	1.5	1/16	3.2	1/8	0.75 d	0
25.4	1	3.2	1/8	3.2	1/8		
< 28.6	< 1 1/8	3.2	1/8	4.8	3/16		

¹ Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (véase tabla 5.3.5), C_2 puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero

A lo largo de una línea de transmisión de fuerzas, en el sentido en que éstas actúan, la distancia del centro de un agujero estándar al borde de la parte conectada no será menor que $2P/F_R F_u t$. Las literales tienen el mismo significado que en la fórmula 5.3.2.

En conexiones extremas de vigas en las que los tornillos colocados en el alma se diseñan para transmitir solamente la fuerza cortante, sin tener en cuenta los efectos producidos por la excentricidad de los tornillos, la distancia del borde de la viga al centro del agujero estándar más cercano a él no debe ser menor que $2P_R/F_R F_u t$, donde P_R es la fuerza cortante de diseño en el extremo de la viga dividida entre el número de tornillos o remaches. Si la fuerza cortante en cada tornillo o remache no excede de $1.8 d t F_u$, no es necesario satisfacer el requisito anterior.

La distancia del centro de un agujero sobredimensionado o alargado al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con la primera parte de este artículo, más el incremento C indicado en la tabla 5.3.8.

5.3.12. Distancia máxima al borde

La distancia máxima del centro de cualquier remache o tornillo al borde más cercano de cualquiera de las partes en las que está colocado será 12 veces el grueso de esa parte, sin exceder de 15 cm.

5.4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE RUPTURA POR CORTANTE

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en miembros principales o en elementos de conexión, es igual a $F_R F_n A_s$, con $F_R = 0.75$ y $F_n = 0.60 F_u$, donde A_s es el área de corte a lo largo de la trayectoria de falla. En conexiones extremas de vigas

en las que se haya cortado el patín superior o en situaciones similares en las que la falla pueda presentarse por cortante a lo largo de un plano que pase por remaches o tornillos, o por una combinación de fuerza cortante y tensión de un plano perpendicular, y el área A_s es la superficie mínima de falla limitada por los agujeros.

5.5. EMPALMES

Las uniones entre tramos de vigas y trabes armadas realizadas por medio de soldaduras de penetración deben desarrollar la resistencia completa de la menor de las secciones empalmadas. Si se usan otros elementos de unión, las conexiones deberán desarrollar, cuando menos, la resistencia requerida para transmitir las fuerzas existentes en la sección donde se haga el empalme.

5.6. RESISTENCIA DE DISEÑO POR APLASTAMIENTO

La resistencia de diseño de superficies que transmitan fuerzas por aplastamiento de una en otra es $F_R R_n$, donde $F_R = 0.75$ y R_n se define enseguida para varios casos.

1. Superficies cepilladas o con un acabado semejante.

Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de atiesadores de apoyo:

$$R_n = 1.5 F_y A_s \quad (5.6.1)$$

2. Rodillos o mecedoras en apoyos libres.

$$R_n = 1.1 (F_y - 900) l d / 20 \quad (5.6.2)$$

En las ecuaciones 5.6.1 y 5.6.2, F_y es el menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto, A_s el área de aplastamiento, el diámetro del rodillo o la mecedora y l la longitud de aplastamiento. En la ecuación 5.6.2, F_y debe tomarse en kg/cm^2 , l y d en cm, y R_n se obtiene en kg.

5.7. UNIONES CON ESTRUCTURAS DE CONCRETO

5.7.1. Bases de columnas y aplastamiento en concreto

Deben tomarse todas las medidas necesarias para asegurar una transmisión correcta de cargas y momentos de las columnas a los cimientos de concreto en los que se apoyan.

Los valores de diseño de las cargas de aplastamiento son:

Cuando la carga está aplicada sobre el área total del apoyo de concreto

$$P_p = 0.50 f'_c A_1$$

Cuando la carga está aplicada sobre un área menor que la total del apoyo de concreto

$$P_p = 0.50 f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq f'_c A_1$$

f'_c es el esfuerzo de ruptura en compresión del concreto, A_1 el área de concreto y A_2 el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de concreto que recibe la carga

5.7.2. Anclas e insertos

Se tomarán las medidas necesarias para que la estructura de concreto resista las cargas transmitidas por las anclas o insertos metálicos con un factor de seguridad adecuado para que la resistencia de diseño de las anclas o insertos no se vea disminuida por fallas locales o generalizadas de la estructura de soporte. El diseño de ésta se hará de acuerdo con las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.

Las anclas se diseñarán para transmitir las fuerzas cortantes que aparezcan en las bases de las columnas, a menos que se utilicen otros mecanismos de transmisión; también deberán transmitirse a la estructura de soporte todas las fuerzas de tensión; incluyendo las que resulten de momentos debidos al empotramiento completo o parcial de las columnas.

El diseño de los elementos de acero estructural del inserto se hará de acuerdo con estas normas.

Los pernos y barras que se utilicen como anclas, y que deban transmitir fuerzas de tensión, estarán ahogados en el concreto una longitud suficiente, y/o tendrán placas de anclaje en el extremo, para transmitir la fuerza de diseño al concreto por adherencia, cortante, aplastamiento, o una combinación de varios de esos factores.

Las fuerzas cortantes se transmitirán del inserto al concreto por medio de pernos de cortante o por cortante-fricción.

Cuando se suelden elementos a insertos ya instalados, que estén en contacto con el concreto, se tomarán las precauciones necesarias para evitar una expansión térmica excesiva del inserto, que pueda ocasionar descascaramiento o agrietamiento del concreto o esfuerzos excesivos en las anclas del inserto.

El anclaje a estructuras de concreto puede hacerse por medio de elementos postensados de acero de alta resistencia. El material y los requisitos de diseño de los elementos de acero de alta resistencia y de sus anclajes y accesorios, así como los procedimientos de fabricación e instalación, estarán de acuerdo con las especificaciones de los códigos aplicables.

5.8. CONEXIONES RÍGIDAS ENTRE VIGAS Y COLUMNAS

Las recomendaciones de esta sección son aplicables al diseño de conexiones entre vigas y columnas en estructuras del tipo 1, sección 1.3.

5.8.1. Definiciones

Se da el nombre de conexión al conjunto de elementos que unen el miembro a la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, remaches, tornillos.

Junta en la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esa zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores horizontales o placas adosadas a su alma, que queda comprendida entre los plintos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

5.8.2. Resistencia de la conexión

La resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

- La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.
- El momento requerido para inducir en el tablero del alma de la columna una fuerza cortante igual a $0.8 F_y d_c t_c$, donde F_y es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, d_c su peralte total y t_c el grueso del alma.

La resistencia de una conexión viga-columna se considera adecuada para desarrollar la resistencia de la viga si satisface alguna de las condiciones siguientes:

- Los patines de la viga están soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma de la viga está conectada a la columna, o a una placa vertical soldada a ella, por medio de soldaduras capaces de resistir, como mínimo, el 50 % de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma. La fuerza cortante en la viga se transmite a la columna por medio de soldadura adicional o con tornillos de alta resistencia que trabajen por fricción, colocados en el alma de la viga.
- El módulo de sección plástico de los patines de la viga es mayor que el 70 % del módulo de sección plástico de la sección completa. Los patines de la viga están soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma está conectada a la columna por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante total.
- La conexión, hecha con soldadura o tornillos de alta resistencia, tiene características diferentes de las indicadas en a o b pero se ha demostrado por medios analíticos o experimentales, que posee la resistencia re-

rida. Cuando la demostración se haga analíticamente, en los cálculos no debe suponerse que las soldaduras y los tornillos contribuyen a transmitir la misma fuerza entre elementos conectados.

Cuando se empleen aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión sea menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, no se permitirá que se formen articulaciones plásticas en zonas en las que se haya reducido el área de los patines de la viga, como sucede, por ejemplo, cuando hay en ellos agujeros para tornillos. Las conexiones atornilladas de placas de patín de juntas vigas-columna deben tener relaciones área neta/área total iguales o mayores que $1.2 F_y/F_u$.

Cuando las vigas se conectan al alma de las columnas será necesario que éstas reciban también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que llegan al alma de las columnas se conectarán, en sus dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, y que estén al mismo nivel que los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna. Cuando la columna reciba una sola viga por alma, el otro lado de ésta deberá rigidizarse adecuadamente.

5.8.3. Diseño de atiesadores

Cuando los patines de la viga, o las placas horizontales ligadas a ellos para transmitir el momento, están soldados a tope al patín de una columna de sección I , H , o rectangular hueca (en cajón), debe colocarse frente a ellos un par de atiesadores, a uno y otro lado del alma de la columna en secciones I o H o entre las dos o más almas en secciones en cajón, cuya sección transversal total debe tener un área; A_{at} , no menor que la determinada con la fórmula 5.8.1.

$$A_{at} = \frac{P_{pv} - F_{yc} t_c (t_v + 5k)}{F_{yat}} \quad (5.8.1)$$

A_{at} es la suma de las áreas de los dos atiesadores, F_{yc} y F_{yat} son los esfuerzos de fluencia de los aceros de la columna y de los atiesadores, respectivamente, k es la distancia de la cara exterior del patín de la columna a la terminación de la curva entre ella y el alma, cuando la columna es un perfil laminado, o la distancia equivalente si está hecha con placas soldadas, t_c es el grueso del alma de la columna, incluyendo las placas adosadas a ella, cuando las haya, t_v el del patín de la viga o de la placa que aplica la fuerza a la columna y P_{pv} , que es la fuerza que transmite el patín de la viga o la placa horizontal a la columna, tiene alguno de los valores siguientes:

- a) Cuando el diseño queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, o por cargas muertas, vivas y de viento, P_{pv} , es igual a la fuerza transmitida por el patín o la placa de conexión correspondiente a cargas de diseño multiplicadas por 1.25.

- b) Cuando en la combinación de cargas de diseño interviene el sismo, P_{pv} es igual al menor de los valores.

$$1.2 M_{pv}/0.95 d_v = 1.25 M_{pv}/d_{v0}$$

$$1.25 A_p F_{yv}$$

M_{pv} es el momento plástico resistente de la viga, d_v su peralte y A_p y F_{yv} son, respectivamente, el área y el esfuerzo de fluencia del patín de la viga, o de la placa horizontal, que trasmite la fuerza a la columna.

En ningún caso es necesario que P_{pv} exceda el valor obtenido al multiplicar el área del patín de la viga o de la placa de conexión por 1.25 veces el esfuerzo de fluencia del material.

Cuando la columna cuenta con dos o más almas, esto se tendrá en consideración al aplicar la ecuación 5.8.1.

Los atiesadores tienen por objeto evitar el flujo plástico del acero del alma de la columna frente a cada uno de los patines de la viga, por lo que la ecuación 5.8.1 debe aplicarse en cada uno de ellos, tanto en tensión como en compresión. Si el segundo miembro de la ecuación 5.8.1 resulta negativo, no se necesitan atiesadores.

Los atiesadores cumplirán los requisitos del inciso 3.7.8.

Independientemente de los requisitos anteriores, se colocará un atiesador, o un par de atiesadores, frente al patín de compresión de la viga, siempre que el peralte del alma o almas de la columna, h_c , medido entre los puntos donde se inician las curvas (o las soldaduras) que la unen con los patines, sea mayor que:

$$\frac{34\,400 f_c^2 \sqrt{F_{yc}}}{P_{pv}} F_R \quad (5.8.2)$$

donde $F_R = 0.85$, y se colocará un par de atiesadores frente al patín de la viga en tensión cuando el grueso del patín de la columna, t_{pc} , sea menor que:

$$0.4 \sqrt{P_{pv}/(F_{yc} F_R)} \quad (5.8.3)$$

donde $F_R = 0.90$.

Esta expresión es aplicable sólo a secciones I o H .

P_{pv} tiene el valor dado arriba con referencia a la ecuación 5.8.1.

El objeto de las condiciones impuestas por las ecuaciones 5.8.2 y 5.8.3 es, respectivamente, evitar el pandeo del alma de la columna frente al patín comprimido de la viga, y limitar los esfuerzos de flexión en los patines de la columna frente al patín en tensión de la viga. Estas condiciones son equivalentes a las indicadas en los incisos 3.7.6. y 3.7.2

5.8.4. Tablero del alma de la columna

Las almas de las vigas conectadas a los patines de columnas de sección I o H deben estar en el mismo plano que el alma de la columna

a) La resistencia al cortante de la junta, calculada con la ecuación 5.8.4, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales correspondientes a los momentos flexionantes en los extremos de las vigas producidos por las cargas verticales de diseño más 1.7 veces las fuerzas sísmicas o 1.3 veces las fuerzas de viento, ambas de diseño. Cuando la columna reciba vigas en los dos patines, los momentos en los extremos de las vigas se tomarán con los sentidos que ocasionen la fuerza cortante horizontal máxima en la junta.

$$V = 0.55 F_v d_c t \left[1 + \frac{3b_c t_{pc}^2}{d_v d_c t} \right] \quad (5.8.4)$$

Quando el diseño se haga por carga vertical exclusivamente, los momentos de diseño se multiplicarán por 1.25 t es el grueso total del alma o almas de la junta, incluyendo las placas adosadas a ella, cuando las haya, d_c y d_v son los peraltes totales de la columna y viga, respectivamente, y b_c y t_{pc} son el ancho y el grueso del patín de la columna.

Las fuerzas que implican los patines de las vigas no se tomarán nunca mayores que el producto del área del patín por 1.25 veces el esfuerzo de fluencia del material con el que está hecho.

b) El cociente de la suma del peralte más el ancho del tablero de alma en la junta dividida entre el grueso del tablero no debe exceder de 90. En este cálculo, el grueso no debe incluir las placas adosadas al alma de la columna, excepto en el caso en que estén adecuadamente ligadas a ella por medio de soldaduras de tapón.

c) Las placas adosadas al alma para reducir los esfuerzos cortantes horizontales en la junta, o la relación peralte/grueso del alma, no deberán separarse más de 1.5 mm del alma de la columna, y se soldarán en todo su ancho, en los bordes superior e inferior, con soldadura de filete de 5 mm o más. Además, se soldarán a tope a los patines de la columna con penetración completa, o con soldaduras de filete capaces de desarrollar la resistencia al cortante de las placas.

5.8.5. Requisitos adicionales

- Quando el diseño quede regido por combinaciones de carga que incluyan sismo, los patines de las vigas deben llenar las condiciones señaladas en el inciso 2.3.2 para secciones tipo 1, mientras que las almas basta con que cumplan las correspondientes a secciones tipo 2.
- En todas las juntas de marcos rígidos diseñados para combinaciones de carga que incluyan sismo debe cumplirse la relación siguiente:

$$\Sigma Z_c (F_{yc} - f_a) \geq \Sigma Z_v F_{yv}, \text{ para } f_a \geq 0 \quad (5.8.5)$$

ΣZ_c y ΣZ_v son las sumas de los módulos de sección plásticos de las columnas y vigas que concurren en la junta en el plano del marco en estudio, y f_a es el esfuerzo normal en cada una de las columnas, producido por la fuerza axial de diseño.

Si las columnas cumplen también los requisitos geométricos indicados para las vigas en 5.8.5a, en los casos que se mencionan a continuación no es necesario cumplir con la condición dada por la ecuación 5.8.5.

- Quando el esfuerzo f_a en la columna no excede de $0.4 F_y$.
- Quando la columna forma parte de un entrepiso que tiene una resistencia ante fuerzas cortantes horizontales 50 % mayor que la del entrepiso situado encima de él.
- Quando la capacidad de la columna para resistir fuerzas cortantes laterales no se incluye en el diseño sísmico, aunque sí se considere en él su capacidad para resistir las fuerzas normales producidas por el temblor.

6. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Se proporcionan aquí guías para el diseño que tienen en cuenta consideraciones de servicio que no aparecen en otras partes de esta especificación.

Los requisitos generales de diseño correspondientes a estados límite de servicio se incluyen en el Título Sexto del Reglamento. Los valores de los parámetros que aseguran un comportamiento adecuado desde el punto de vista de servicio, como pueden ser flechas máximas o periodos de vibración, deben escogerse teniendo en cuenta el uso que se dará a la estructura.

Los estados límite de servicio se revisan utilizando las cargas de servicio, o de trabajo, que corresponden a cada uno de ellos.

6.1. CONTRAFLECHAS

Quando haya requisitos relativos a las contraflechas de los elementos estructurales, que sean necesarios para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción, como pueden ser cancelles, muros de relleno, parapetos o recubrimientos de fachada, esos requisitos deberán indicarse en los documentos referentes al diseño y construcción.

Quando no se especifique ninguna contraflecha en los dibujos de detalle de vigas o armaduras, éstas se fabricarán y montarán de manera que las pequeñas contraflechas debidas a laminado o a armado en el taller queden hacia arriba, en la estructura montada.

6.2. EXPANSIONES Y CONTRACCIONES

Los cambios de dimensiones de las estructuras y de los elementos que las componen, producidos por variaciones de temperatura y otros efectos, serán tales que no perjudiquen el comportamiento de la estructura, en condiciones de ser-

vicio. Cuando sea necesario, se dispondrán juntas constructivas y se diseñarán los elementos no estructurales de manera que puedan absorber, sin daños, esos cambios de dimensiones.

6.3. DEFLEXIONES, VIBRACIONES Y DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Las deformaciones de los elementos estructurales y sus combinaciones, producidas por cargas de trabajo, serán tales que no perjudiquen el comportamiento de la estructura, en condiciones de servicio.

a) Deflexiones

Las deflexiones transversales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas de trabajo, no deben exceder los valores máximos permisibles.

En el artículo 184 del Título Sexto del Reglamento se proporcionan algunos de esos valores máximos.

b) Vibraciones

Las vigas y trabes que soportan grandes áreas abiertas, sin muros divisorios ni otras fuentes de amortiguamiento, en las que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas u otras actividades de éstas pueden resultar inaceptables, deben diseñarse tomando las medidas necesarias para reducir las vibraciones a límites tolerables.

Los equipos mecánicos que pueden producir vibraciones objetables deben aislarse de la estructura de una manera adecuada, para que la transmisión de las vibraciones a elementos críticos de la estructura se elimine o se reduzca a límites aceptables.

c) Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones, producidos por fuerzas sísmicas o de viento, no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el correcto funcionamiento de la construcción. Para ello, deben satisfacerse los requisitos estipulados en los artículos 184, 209 y 210 del Título Sexto del Reglamento

6.4. CORROSIÓN

Los elementos de acero estructural se protegerán contra la corrosión, para evitar que ésta ocasione disminuciones de resistencia o perjudique su comportamiento en condiciones de servicio. Cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación de la estructura, en su diseño se tendrá en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión.

Antes del montaje, todos los elementos se protegerán adecuadamente con pinturas u otros productos que retrasen el proceso de corrosión.

Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales u otros agentes altamente corrosivos.

6.5. FUEGO Y EXPLOSIONES

Las estructuras deberán protegerse contra el fuego, para evitar pérdidas de resistencia ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependerán de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible.

En casos especiales se tomarán precauciones contra los efectos de explosiones, buscando restringirlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

7. EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)

Pocos son los miembros o conexiones de edificios convencionales que requieren un diseño por fatiga, puesto que las variaciones de cargas en esas estructuras ocurren, en general, un número pequeño de veces, o producen sólo pequeñas fluctuaciones en los valores de los esfuerzos. Las cargas de diseño por viento o por sismo son poco frecuentes, por lo que no se justifica tener en cuenta consideraciones de fatiga. Sin embargo, hay algunos casos, de los que son típicos las trabes que soportan grúas viajeras y algunos elementos que soporten maquinaria y equipo, en los que las estructuras están sujetas a condiciones de carga que pueden ocasionar fallas por fatiga.

En general, el diseño de elementos estructurales y conexiones que quedarán sometidos a la acción de cargas variables, repetidas un número elevado de veces durante su vida útil, debe hacerse de manera que se tenga un factor de seguridad adecuado contra la posibilidad de falla por fatiga.

8. FALLA FRÁGIL

Los procedimientos de diseño de estas normas son válidos para aceros y elementos estructurales que tengan un comportamiento dúctil; por tanto, deberán evitarse todas aquellas condiciones que puedan ocasionar una falla frágil, tales como el empleo de aceros con altos contenidos de carbono, la operación de las estructuras a temperaturas muy bajas, la aplicación de cargas que produzcan impacto importante, la presencia excesiva de discontinuidades en forma de muescas en la estructura y las condiciones de carga que produzcan un estado triaxial de esfuerzos en el que la relación entre el corte máximo y la tensión máxima sea muy pequeña, y sobre todo deberá evitarse la presencia simultánea de varias de esas condiciones.

En los casos, poco frecuentes, en que las condiciones de trabajo puedan pro-

vocar fallas de tipo frágil, se emplearán materiales de alta ductilidad que puedan fluir ampliamente en puntos de concentración de esfuerzos, o la estructura se diseñará de manera que los esfuerzos que se presenten en las zonas críticas sean suficientemente bajos para evitar la propagación de las grietas que caracterizan las fallas frágiles.

9. OTROS METALES

En el diseño de estructuras formadas por metales que no sean acero se procederá de manera que la estructura terminada presente características por lo menos tan satisfactorias como una de acero que cumpla los requisitos de estas normas técnicas en lo que respecta a estabilidad, deformaciones permisibles y durabilidad. Para ello se tomarán en cuenta las características propias del material en cuestión, relativas a:

- Curva esfuerzo-deformación
- Efectos de cargas de larga duración.
- Efectos de repetición de cargas
- Ductilidad y sensibilidad a concentraciones de esfuerzos.
- Efectos de soldadura en caso de emplearla.
- Posibilidad de corrosión

10. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

10.1. DIBUJOS

La fabricación y el montaje de las estructuras se basarán en dibujos de taller y de montaje, preparados de antemano, en los que se proporcionará toda la información necesaria para la fabricación de los elementos que las componen, incluyendo la posición, tipo y tamaño de todas las soldaduras, tornillos y remaches. Se distinguirán claramente los elementos de conexión que se colocarán en taller de los que se pondrán en obra

Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna, y en su elaboración se tendrán en cuenta los factores de rapidez y economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso.

10.2. FABRICACIÓN

10.2.1. Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 650 °C.

10.2.2. Cortes

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete; estos últimos se harán, de preferencia, a máquina. Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 15 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación.

Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete.

Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo tienen que prepararse adecuadamente por medio de cortes muy cuidadosos, cepillado u otros medios que proporcionen un acabado semejante.

10.2.3. Estructuras soldadas

10.2.3.1. Preparación del material

Las superficies que vayan a soldarse estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete oxiacetilénico se efectuará con sopletes guiados mecánicamente.

10.2.3.2. Armado

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como entre las placas de juntas o tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que 1/10 del grueso de la parte más delgada o que 3 mm.

Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de pernos, prensas, cuñas, tirz

puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura. En todos los casos se tendrán en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante su colocación.

Los puntos provisionales de soldadura deberán limpiarse y fundirse completamente con la soldadura definitiva o, de no ser así, deberán removerse con esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando sea posible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí.

10.2.3.3. Soldaduras de penetración completa

En placas a tope de grueso no mayor de 8 mm puede lograrse penetración completa depositando la soldadura por ambos lados, en posición plana, dejando entre las dos placas una holgura no menor que la mitad del grueso de la placa más delgada, y sin preparar sus bordes.

En todos los demás casos deben biselarse los extremos de las placas entre las que va a colocarse la soldadura para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o, de no ser así, debe quitarse con un cincel o con otro medio adecuado la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. No es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar ni el metal base ni el depositado.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad, para ello se usarán, siempre que sea posible, placas de extensión, las que se quitarán después de terminar la soldadura, dejando los extremos de ésta lisos y alineados con las partes unidas.

En soldaduras depositadas en varios pasos debe quitarse la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

10.2.3.4. Pre calentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe pre calentarse a la temperatura indicada en la tabla 10.2.1.

Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el armado de la estructura que se volverán a fundir y quedarán incorporados en soldaduras continuas realizadas por el proceso de arco sumergido.

Tabla 10.2.1. Temperatura mínima de pre calentamiento, en °C

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura (mm)	Proceso de soldadura	
	Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno. Aceros DGN B254-1968, DGN B38-1968 Y DNG B99-1972	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido o arco eléctrico protegido con gases inertes. Aceros DGN B254-1968, DGN B38-1968 y DGN B99-1972
Hasta 19, inclusive	Ninguna	Ninguna
Más de 19 a 38, inclusive	70	25
Más de 38 a 64, inclusive	110	70
Más de 64	150	110

Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 0 °C debe pre calentarse a 20 °C como mínimo, o a la temperatura indicada en la tabla 10.2.1 si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado. Todo el metal base situado a no más de 7.5 cm de distancia de la soldadura, a ambos lados y delante de ella, debe calentarse a la temperatura especificada, la que debe mantenerse como temperatura mínima durante el proceso de colocación del metal de aportación.

10.2.3.5. Inspección

Antes de depositar la soldadura deben revisarse los bordes de las piezas en los que se colocará, para cerciorarse de que los biseles, holguras, etc., son correctos y están de acuerdo con los planos.

Una vez realizadas, las uniones soldadas deben inspeccionarse ocularmente, y se repararán todas las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavación del metal base. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando haya dudas, y en juntas importantes de penetración completa, la revisión se complementará por medio de radiografías y/o ensayos no destructivos de otros tipos. En cada caso se hará un número de pruebas no destructivas de soldadura de taller suficiente para abarcar los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas, y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de 2 cm de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.

10.2.4. Estructuras remachadas o atornilladas

10.2.4.1. Armado

Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de remaches o tornillos se mantendrán en contacto entre sí rigidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una concordancia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1.20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán rondanas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las rondanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura, escoria, o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente. Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

A todos los tornillos A325 y A490 se les dará una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 5.3.1. Esa tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca o se revisará por medio de un indicador directo de tensión. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren rondanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que 2800 kg/cm²; en ese caso se colocarán rondanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

10.2.4.2. Colocación de remaches y tornillos ordinarios A307

Los remaches deben colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadas manualmente, neumáticas, hidráulicas o eléctricas. Una vez colocados, deben llenar totalmente el agujero y quedar apretados, con sus cabezas en contacto completo con la superficie.

Los remaches se colocan en caliente; sus cabezas terminadas deben tener una forma aproximadamente semiesférica, enteras, bien acabadas y concéntricas con los agujeros, de tamaño uniforme para un mismo diámetro. Antes de colocarlos se calientan uniformemente a una temperatura no mayor de 1000 °C, la que debe mantenerse a no menos de 540 °C durante la colocación.

Antes de colocar los remaches o tornillos se revisará la posición, alineamiento y diámetro de los agujeros, y posteriormente se comprobará que sus cabezas estén formadas correctamente y se revisarán por medios acústicos y, en el caso de tornillos, se verificará que las tuercas estén correctamente apretadas y que se hayan colocado las rondanas, cuando se haya especificado su uso. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3 mm.

10.2.4.3. Agujeros para construcción atornillada o remachada

Los tipos de agujeros reconocidos por estas normas son los estándar, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo no excederán las indicadas en la tabla 10.2.2. La dimensión nominal se define como el agujero producido por un punzón, taladro o escariador del tamaño indicado para el agujero.

Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

Los agujeros sobredimensionados y los alargados están prohibidos en conexiones remachadas.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más 3 mm (1/8"), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después limarse; cuando el material es más grueso. El taladro para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm (1/16") menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

No se permite el uso de botador para agrandar agujeros, ni el empleo de soplete para hacerlos.

Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las placas de conexiones diseñadas para trabajar por fricción, pero no deben usarse en conexiones por aplastamiento. Se colocarán rondanas endurecidas cuando haya agujeros sobredimensionados en las placas exteriores.

Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las placas de conexiones diseñadas para trabajar por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier orientación, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser normal a la dirección de la carga. Se colocarán rondanas, que serán endurecidas cuando se usen tornillos de alta resistencia, cuando los agujeros alargados cortos estén en una placa exterior.

Los agujeros alargados largos sólo pueden usarse en una de las dos partes que están en contacto en cada superficie de falla individual, tanto en conexiones por fricción como por aplastamiento. Los agujeros pueden tener cualquier orientación en conexiones por fricción, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser normal a la dirección de la carga. Cuando se usen agujeros alargados largos en una placa exterior, deben colocarse rondanas de placa, o una barra continua con agujeros estándar, que tenga un tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados. En conexiones con tornillos de alta resistencia, esas rondanas de placa o barras continuas tendrán un grueso no menor de 8 mm, y serán de material de grado estructural, no endurecido. Si, de acuerdo con las normas, se requiere usar rondanas endurecidas con los tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la rondana de placa o la barra.

Tabla 10.2.2. Dimensiones nominales de los agujeros

Diámetro del tornillo		Estándar (Diám)		Sobredimensionados (Diám)		Alargados cortos (Ancho × Long)		Alargados largos (Ancho × Long)	
mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	pulg	mm	mm	pulg
12.7	1/2	14.3	9/16	15.9	5/8	9/16 × 1 1/16	14.3 × 17.5	14.3 × 31.8	9/16 × 1 1/4
15.9	5/8	17.5	1 1/16	20.6	13/16	1 1/16 × 7/8	17.5 × 22.2	17.5 × 39.7	1 1/16 × 1 9/16
19.0	3/4	20.6	13/16	23.8	15/16	13/16 × 1	20.6 × 25.4	20.6 × 47.6	13/16 × 1 7/8
22.2	7/8	23.8	15/16	27.0	1 1/16	15/16 × 1 1/8	23.8 × 28.6	23.8 × 55.6	15/16 × 2 3/16
25.4	1	27.0	1 1/16	31.8	1 1/4	1 1/16 × 1 5/16	27.0 × 33.3	27.0 × 63.5	1 1/16 × 2 1/2
≥ 28.6	≥ 1 1/8	D + 1.5	D + 1/16	D + 7.9	D + 5/16	(D + 1/16) × (D + 3/8)	(D + 1.5) × (D + 9.5)	(D + 1.5) × (2.5D)	(D + 1/16) × (2.5D)

10.2.5. Tolerancias en las dimensiones

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La discrepancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es 1 mm. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de 10 m, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

10.2.6. Acabado de bases de columnas

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes.

- No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2"), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2") y 102 mm (4") pueden enderezarse por medio de prensas, o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en los párrafos b y c de esta sección). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4") se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en los párrafos b y c.
- No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada que asegure un contacto completo con la cimentación.
- No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

10.2.7. Pintura

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deban pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse, y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un periodo de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 5 cm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales para ellas.

Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

10.3. MONTAJE

10.3.1. Condiciones generales

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ellos algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

10.3.2. Anclajes

Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

10.3.3. Conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre sí por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Asimismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

10.3.4. Tolerancias

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

Deben cumplirse, además, las condiciones siguientes:

1. El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm.
2. El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm hacia afuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no debe exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

Los desplazamientos hacia el exterior se tendrán en cuenta al determinar las separaciones entre edificios adyacentes indicadas en el artículo 211 del Título Sexto del Reglamento.

10.3.5. Alineado y plomeado

No se colocarán remaches, pernos ni soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

10.3.6. Ajuste de juntas de compresión en columnas

Se aceptarán faltas de contacto por apoyo directo, independientemente del tipo de unión empleado (soldadura de penetración parcial, remaches o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separa-

ción es mayor de 1.5 mm, pero menor de 6 mm, y una investigación ingenieril muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio entre las dos partes debe rellenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

11. ESTRUCTURAS DÚCTILES

11.1. ALCANCE

En este capítulo se indican los requisitos que deben cumplirse para que puedan adoptarse valores del factor de comportamiento sísmico Q iguales a 4.0 o 3.0, de acuerdo con el capítulo 5 de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo.

11.2. MARCOS DÚCTILES

11.2.1. Requisitos generales

Se indican aquí los requisitos que debe satisfacer un marco rígido de acero estructural para ser considerado un marco dúctil. Estos requisitos se aplican a marcos rígidos diseñados con un factor de comportamiento sísmico Q igual a 4.0 o a 3.0, que formen parte de sistemas estructurales que cumplan las condiciones enunciadas en el capítulo 5, partes I y II, de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, necesarias para utilizar ese valor del factor de comportamiento sísmico.

Tanto en los casos en que la estructura está formada sólo por marcos como en aquellos en que está compuesta por marcos y muros o contravientos, cada uno de los marcos se diseñará para resistir, como mínimo, fuerzas horizontales iguales al 25 % de las que le corresponderían si trabajase aislado del resto de la estructura.

La gráfica esfuerzo de tensión-deformación del acero empleado debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de 1 %, seguida de una zona de endurecimiento por deformación; el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 %.

11.2.2. Miembros en flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente en flexión. Se incluyen vigas y columnas con cargas axiales pequeñas, tales que P_u no exceda de $P_y/10$.

11.2.2.1. Requisitos geométricos

Todas las vigas deben ser de sección transversal *I* o rectangular hueca, excepto en los casos cubiertos en el inciso 11.2.5.

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Las secciones transversales de las vigas deben ser de tipo 1, de manera que han de satisfacer los requisitos geométricos que se indican en los incisos 2.3.1 y 2.3.2 de estas normas técnicas para las secciones de ese tipo. Sin embargo, se permite que la relación ancho/grueso del alma llegue hasta $5300\sqrt{F_y}$ si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias (refuerzo del alma mediante atiesadores transversales o placas adosadas a ella, soldadas adecuadamente) para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación del mecanismo de colapso.

Además, las secciones transversales deben tener dos ejes de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, deben conservarse los dos ejes de simetría.

Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga, y en las zonas de formación de articulaciones plásticas debe ser capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su parte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

En estructuras soldadas deben evitarse los agujeros, siempre que sea posible, en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros que sean necesarios en la parte del perfil que trabaje en tensión se punzonarán a un diámetro menor y se agrandarán después, hasta darles el diámetro completo, con un taladro y un escarificador. Este mismo procedimiento se seguirá en estructuras soldadas, si se requieren agujeros para montaje o con algún otro objeto. Para los fines de los dos párrafos anteriores, las zonas de formación de articulaciones plásticas se considerarán de longitud igual a un peralte, en los extremos de la viga, y a dos peraltes, medidos uno a cada lado de la sección en la que aparecerá, en teoría, la articulación plástica, en zonas intermedias.

En aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , es menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado, F_y , no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por cualquier otra causa.

No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga propiamente dicha o en sus cubreplacas, en zonas de formación de articulaciones plásticas.

11.2.2.2. Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionarán de manera que no se presenten fallas por cortantes antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en los que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a los momentos plásticos resistentes del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y evaluados tomando el esfuerzo de fluencia del material igual a $1.25 F_y$. Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrán en cuenta las cargas transversales que obran sobre el miembro, multiplicadas por el factor de carga.

Como una opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base las fuerzas cortantes de diseño obtenidas en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia F_R igual a 0.70, en lugar del valor de 0.90 especificado en el artículo 3.3.3.

Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión. Sin embargo, hay ocasiones, frecuentes en las vigas de los niveles superiores de los edificios, en que una de ellas se forma en la zona central del miembro. Cuando esto suceda, la fuerza cortante debe evaluarse teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

11.2.2.3. Contraventeo lateral

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Además, la distancia entre cada una de estas secciones y la siguiente sección soportada lateralmente no será mayor que $L_p = 1250 F_y / \sqrt{F_y}$. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. La expresión anterior es válida para vigas de sección transversal *I* o *H*, flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder el valor de L_u calculado de acuerdo con el inciso 3.3.2.2.

Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

11.2.3. Miembros en flexocompresión

Los requisitos de estas secciones se aplican a miembros que trabajan en flexocompresión, en los que la carga axial de diseño, P_u , es mayor que $P_y/10$. La

mayoría de estos miembros son columnas, pero pueden ser de algún otro tipo; por ejemplo, las vigas que forman parte de crujeas contraventeadas de marcos rígidos han de diseñarse, en general, como elementos flexocomprimidos.

11.2.3.1. Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe de exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más.

Si la sección transversal es H , el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte-ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

11.2.3.2. Resistencia mínima en flexión

La resistencia en flexión de las columnas que concurren en un nudo debe satisfacer la condición dada por la ecuación 5.8.5, del inciso 5.8.5, de estas normas técnicas, con las excepciones que se indican en ese inciso.

Como una opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base los elementos mecánicos de diseño obtenidos en el análisis, pero reduciendo el factor de resistencia F_R utilizando en flexocompresión de 0.9 a 0.7.

11.2.3.3. Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen $Z_c(F_{yc} - f_d)$. El significado de las literales que aparecen en esta expresión se aplica con referencia a la ecuación 5.8.5 del inciso 5.8.5.

Quando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en el inciso 11.2.3.2, la revisión por fuerza cortante se realizará con la fuerza de diseño obtenida en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia de 0.70.

11.2.4. Uniones viga-columna

Las uniones viga-columna deben satisfacer las recomendaciones de la sección 5.8, "Conexiones rígidas entre vigas y columnas", de estas normas técnicas, con las modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

11.2.4.1. Contraventeo

Si en alguna junta de un marco dúctil no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

11.2.5. Vigas de alma abierta (armaduras)

En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se desea emplear vigas de alma abierta (armaduras) en marcos dúctiles. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables de este capítulo.

Las armaduras pueden usarse como miembros horizontales en marcos dúctiles, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo. En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única armadura que forma parte de ellos.

Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- Los elementos de las armaduras que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.70. Al determinar cuáles elementos trabajan en compresión o en flexocompresión habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.
- Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente al flujo plástico de las cuerdas.
- En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor de $0.30 F_y$, y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.